



Titre: Comportement en flexion de joints en BFUB entre dalles
Title: préfabriquées dans l'axe des poutres

Auteur: Véronique Tremblay
Author:

Date: 2016

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Tremblay, V. (2016). Comportement en flexion de joints en BFUB entre dalles
Citation: préfabriquées dans l'axe des poutres [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/2138/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2138/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

COMPORTEMENT EN FLEXION DE JOINTS EN BFUP ENTRE DALLES
PRÉFABRIQUÉES DANS L'AXE DES POUTRES

VÉRONIQUE TREMBLAY

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

COMPORTEMENT EN FLEXION DE JOINTS EN BFUP ENTRE DALLES
PRÉFABRIQUÉES DANS L'AXE DES POUTRES

présenté par : TREMBLAY Véronique

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. VACHON Dominic, M.Sc.A., membre

DÉDICACE

À ma famille

REMERCIEMENTS

Je souhaite, d'abord, remercier le professeur Bruno Massicotte pour la confiance dont il a fait preuve envers mes capacités. Nos rencontres ont été efficaces et agréables. Ses idées et projets ont permis de stimuler mon intérêt envers ce sujet. J'ai aussi eu la chance de pouvoir effectuer mes études sans soucis financiers grâce à son soutien. Je le remercie donc sincèrement pour toutes ses raisons.

Je tiens à remercier toute l'équipe du laboratoire de structures pour m'avoir aidé à accomplir mon programme expérimental dans les plus brefs délais. La rapidité d'exécution de cette recherche est en grande partie grâce à leur temps et connaissance. Un gros merci à Xavier Willem, Patrice Bélanger, Cédric Androuët, David Ek, Martin Leclerc et Romain Siguier. J'ai aussi eu la chance d'avoir l'aide d'un stagiaire, Ahmad Kanafer.

Ma maîtrise n'aurait pas été aussi agréable sans la présence de mes collègues de bureau Nicolas Cordoni, Michel-Ange Assily Alegre, Alex Constantin, Paul Mottier, Émilien Janel, Jalila Tanji et Joanie Smith. Je souhaite particulièrement remercier Maxime Gascon avec qui j'ai collaboré pour la fabrication des spécimens. Son éthique de travail, son écoute et les nombreuses conversations stimulantes que nous avons partagées m'ont énormément aidé durant ma recherche.

Je souhaite souligner les contributions financières et le partenariat du ministère du Transport du Québec, de Béton Préfabriqué Du Lac (BPDL), de Lafarge et de l'Institut Canadien de Béton Préfabriqué et Précontraint (CPCI) pour la bourse.

Pour conclure, je n'aurais pas réussi à accomplir cette maîtrise sans le soutien de mes parents et amis qui ont été présents dans les moments difficiles. Je désire remercier particulièrement Élisabeth Bouchard, Maude Giroux, Odrée Blondin et Vincent Brunelle.

RÉSUMÉ

Au Québec, plusieurs ponts nécessiteront une réparation ou un remplacement dans les prochaines années car la vie utile de ces structures est atteinte. Cette quantité importante de travaux est très dispendieuse pour la société. Il est donc nécessaire de trouver des alternatives moins coûteuses. L'utilisation d'éléments préfabriqués en béton constitue une bonne option car cette méthode est souvent plus économique que l'option d'une coulée en chantier due à la main-d'œuvre et à la machinerie de chantier plus cher qu'en usine. De plus, l'élément préfabriqué fait en usine élimine les risques d'arrêt des travaux dus à la température extérieure tout en assurant une meilleure qualité. Cette recherche se concentre sur les dalles préfabriquées constituées de plusieurs sections, jointes par du béton fibré à ultra-haute performance (BFUP). Ce nouveau type de béton contient un pourcentage élevé de fibres d'acier qui permet de compenser la faible résistance en traction du béton conventionnel en plus de lui conférer une ductilité exceptionnelle en traction. Les dalles sont aussi constituées d'un béton avec fibres d'acier qui sont toutefois plus longues et en moins grande quantité que celles du BFUP.

Le mécanisme de rupture étudié est la résistance du joint de BFUP entre deux sections de dalles au droit d'une poutre longitudinale. D'abord, une analyse de deux types de ponts sur poutres a été effectuée afin d'obtenir les moments transversaux sur la dalle. Ces deux modèles sont faits de poutres d'acier avec une dalle mixte en béton et de poutre en béton de type NEBT. Les efforts les plus critiques en service pour ce pont comportant trois voies ont été déterminés selon les exigences du code CSA-S6. Le moment négatif maximum dans la dalle au droit de la poutre a été utilisé afin d'optimiser la forme du joint. L'évolution de la résistance à l'ultime de trois spécimens ayant des joints de forme différente a été obtenue expérimentalement et analyses numériquement par la suite. La forme des joints développés contient des sur-largeurs de chaque côté de la jonction dans la partie supérieure de la dalle soumis à de la tension introduites afin d'assurer un meilleur transfert des efforts entre le joint en BFUP et la dalle.

La possibilité d'arrêter les barres d'armature au lit inférieur a aussi étudiée afin d'éliminer le risque de congestion entre les goujons de la poutre et l'armature en attente. Ce problème apparaît principalement lors de la réhabilitation de dalles car la localisation exacte des goujons n'est pas toujours connue. Selon le positionnement des camions sur le tablier, des moments positifs sont induits au niveau de la poutre. Ainsi les barres interrompues du lit inférieur doivent être ancrées

adéquatement dans le but d'empêcher un glissement. Deux spécimens ont été testés : un premier avec un chevauchement des barres au joint et un second avec une armature interrompue et ancrée en forme de crochet.

Le comportement des différents spécimens a été analysé avec le modèle de béton EPM3D utilisé avec le logiciel ABAQUS/Explicit. Ces modélisations avaient pour but de permettre de bien comprendre les mécanismes de résistance puis d'être utilisés pour l'amélioration éventuelle de la conception des joints.

Les essais ont démontré que le BFUP utilisé qui contenait 2% de fibres a permis d'assurer un comportement adéquat des dalles jointes au-dessus des poutres. L'utilisation de sur-largeurs de chaque côté du joint a présenté un meilleur comportement à l'ultime mais leur décollement en service suggère d'améliorer le détail pour éviter ce phénomène.

ABSTRACT

In Quebec, there are many bridges which would need to be repaired or replaced in the near future. In fact, most of these structures have already achieved their lifespan. The massive construction costs needed to repair the bridges are a burden on society. Less expensive alternatives must be applied. The use of prefabricated concrete elements are usually economical compared to cast-in-place elements like girders, piles and decks because they necessitate less on site labor, which contributes to the majority of the costs. Moreover moving fabrication in factory eliminates the risk of stopping the construction because of the weather constraints and increases the quality of the elements. This research focusses on the deck which is installed on the girders of the bridge by sections. These sections are connected by joints made of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). This new type of concrete contains a high percentage of steel fibres which eliminates the brittleness of concrete and allows developing an exceptional tensile ductility. The deck panels are also made of fibre reinforced concrete which contains longer steel fibres in lower quantity.

The mechanism studied in this document is the junction between two precast decks at the top of a girder. With this configuration, the UHPFRC joints extend along the bridge length above each girder. Linear moving load analyses were carried out for two typical three-lane slab-on-girder bridges according to CSA-S6 requirements. A steel girder bridge and a concrete girder bridge were selected. These analyses provided the maximum negative and positive bending moments that develop in the slab along the girder axes. The maximum moments captured by the models were used to determine the load effect to be applied to the specimens of the experimental program. The highest negative moment on the slab was used to optimise the shape of the joint. The resistance of three slab specimens with different joint shapes were determined by experimental testing whereas the behaviour was analysed using nonlinear finite element analysis. The joint configuration with the longer extensions at the top of the slab on both sides of the joint offered the best performance, allowing a better transfer of the efforts between the joint and the slab.

The possibility of stopping the lower bars of the slab at the joint to eliminate the congestion between the girder studs and the slab reinforcement was also investigated. This situation occurs when the deck is replaced while the exact location of the studs on the girders is not known before demolition. Depending on the position of the trucks on the bridge some positive moments are induced in the

deck along the girders. This induces tension in the transverse reinforcements which need to be anchored in the joint when they are discontinuous. Two specimens were to be tested for this condition: one of them with full overlap in the joint and the second with a hook at the bar ends in the joint.

All the specimens were analysed with the concrete model EPM3D used in ABAQUS/Explicit. These models are used to increase the comprehension of rupture mechanisms of these joints and eventually be applied to improve their design.

Test results showed that joints made with the selected 2% fibre content UHPFRC performed satisfactorily. The use of extensions on joint both sides was efficient at ultimate. However detachment of these extension in service indicated the detailing should be further improved.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES	XIV
LISTE DES ABRÉVIATIONS	XX
LISTES DES SYMBOLES ET LETTRES GRECQUES	XXII
LISTE DES UNITÉS	XXII
LISTE DES ANNEXES	XXIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs et méthodologie	4
1.2.1 Objectifs généraux.....	4
1.2.2 Méthodologie	5
1.3 Contenu de mémoire	5
CHAPITRE 2 ÉTAT DES CONNAISSANCES	7
2.1 Les bétons de fibres.....	7
2.1.1 Mise en contexte.....	7
2.1.2 Caractéristiques des fibres d'acier.....	8
2.1.3 Mise en œuvre	9
2.2 Propriétés du béton renforcé de fibres.....	11

2.3	Méthodes de calcul du béton fibré	13
2.4	Propriétés du béton fibré à ultra-haute performance	15
2.5	Exigences du code canadien.....	18
2.5.1	Charges.....	18
2.5.2	Méthode d'analyse	19
2.5.3	Ouvrages en béton.....	20
2.6	Applications diverses du BFUP	22
2.7	Jonction de dalles préfabriquées avec du BFUP	24
2.7.1	Joint dalle-dalle	25
2.7.2	Joint dalles-poutre	31
CHAPITRE 3 DÉTERMINATION DES MOMENTS DE LA DALLE		36
3.1	Pont type.....	36
3.2	Méthode simplifiée.....	40
3.3	Modélisation.....	41
3.3.1	Modèle avec poutres en acier	45
3.3.2	Modèle avec poutres préfabriquées NEBT	47
3.4	Comparaison.....	49
CHAPITRE 4 CALCUL PRÉLIMINAIRE DES MOMENTS RÉSISTANTS ET ÉLABORATION DE LA PHASE EXPÉRIMENTALE		51
4.1	Ferraillage.....	51
4.2	Moments résistants	53
4.2.1	Moment positif	54
4.2.2	Moment négatif	57
4.3	Programme expérimental	58
4.3.1	Forme du joint longitudinal.....	59

4.3.2	Évaluation de l'arrêt des barres inférieures	62
CHAPITRE 5 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL		65
5.1	Caractérisations des matériaux	65
5.1.1	Formulation des bétons fibrés	65
5.1.2	Caractérisation de l'armature	68
5.1.3	Caractérisation des bétons fibrés	69
5.2	Essais en moment négatif	83
5.2.1	Fabrication	84
5.2.2	Montage	86
5.2.3	Essais cycliques	88
5.2.4	Essais statiques	93
5.3	Essais en moment positif	97
5.3.1	Fabrication	97
5.3.2	Montage	98
5.3.3	Essais cycliques	100
5.3.4	Essais statiques	103
5.4	Sommaire des essais de flexion	105
CHAPITRE 6 MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS		107
6.1	Caractéristiques de modélisation	107
6.1.1	Principes généraux du logiciel	107
6.1.2	Choix des éléments finis	108
6.1.3	Caractéristique de l'acier d'armature	109
6.1.4	EPM3D	110
6.1.5	Conditions frontières	112

6.1.6	Interface au niveau du joint	114
6.2	Changement de la forme du joint	115
6.2.1	Particularité	116
6.2.2	Résultats	117
6.3	Arrêt de l'armature au lit inférieur	123
6.3.1	Particularités	124
6.3.2	Résultats	125
6.4	Appréciation générale	127
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		129
7.1	Efforts au sein de la dalle	129
7.2	Caractérisation des matériaux	130
7.3	Sommaire des résultats expérimentaux	131
7.4	Modélisation par éléments finis	132
7.5	Recommandations	133
BIBLIOGRAPHIE		137
ANNEXES.....		143

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Facteur de modification (CSA, 2006).....	19
Tableau 2-2 : Diamètre minimal de pliage d'un crochet (Association Canadienne de Normalisation & Conseil Canadien des normes, 2006, p. 361).....	21
Tableau 2-3 Résultats d'un chargement statique sur un joint en BFUP (Hwang & Park, 2014)....	28
Tableau 3-1 : Descriptions des deux poutres utilisées dans l'analyse du pont.....	40
Tableau 3-2 : Moments négatifs transversaux pour le tablier avec poutres en acier (kN-m/m)....	46
Tableau 3-3 : Moments longitudinaux positifs pour le tablier avec poutres en acier.....	46
Tableau 3-4 : Moments transversaux positifs dans l'axe des poutres d'acier (kN-m/m).....	47
Tableau 3-5 : Moments négatifs transversaux pour le tablier avec poutres NEBT1600 (kN-m/m)	48
Tableau 3-6 : Moments longitudinaux positifs pour le tablier avec poutres NEBT1600.....	48
Tableau 3-7 : Moments positifs au droit des poutres de béton préfabriqué (kN-m/m).....	48
Tableau 3-8 : Comparaison des moments transversaux selon différentes méthodes.....	49
Tableau 3-9 : Comparaison des moments dans la dalle pour des tabliers avec poutres d'acier en I et poutres précontraintes NEBT.....	50
Tableau 4-1 : Données sur le moment positif résistant d'une dalle en BFHP.....	54
Tableau 4-2 : Données sur le moment résistant négatif.....	57
Tableau 5-1 : Formulation des bétons fibrés.....	67
Tableau 5-2 : Calendrier des coulées et des séries de test pour le BFHP70.....	70
Tableau 5-3 : Résistance à la compression du BFHP70.....	70
Tableau 5-4 : Calendrier des coulées et des séries de tests pour le BFUP.....	78
Tableau 5-5 : Résistance en compression du BFUP 2%.....	78
Tableau 6-1 : Identification des différents matériaux du modèle en fonction de leur couleur.....	113
Tableau B-1 : Déformation totale des barres d'armature 20M.....	145

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Exemple de dalles préfabriquées en attente de la coulée des joints selon le FHWA (Culmo, 2009)	2
Figure 1-2 : Système de dalles préfabriquées avec joint longitudinal et transversal	3
Figure 2-1 Phénomène de cheminée (Bastien, 2004).....	9
Figure 2-2: Comportement d'un béton conventionnel (Massicotte, 2012)	11
Figure 2-3: Comportement en compression d'un béton fibré (Charron, 2011)	12
Figure 2-4: Comportement en traction du BRF avant et après la formation du pic (de Montaignac de Chauvance, 2011)	13
Figure 2-5: Distribution des contraintes pour une section fissurée en béton fibré (Massicotte, Calcul des éléments fléchis en béton renforcé de fibres, 2008)	14
Figure 2-6 : Contrainte en fonction de la déformation pour le béton conventionnel et à ultra-haute performance adapté de (Naaman & Reinhardt, 1996).....	17
Figure 2-7 Coupe transversale du caisson (Toutlemonde & Resplendido, 2009).....	23
Figure 2-8 Coupe transversale d'une poutre en π (Toutlemonde & Resplendido, 2009)	23
Figure 2-9 Schéma de la réparation (Massicotte et al., 2014).....	24
Figure 2-10 Forme de joint transversal avec clés de cisaillement (unités en pouce) (Badie & Tadros, 2009).....	25
Figure 2-11 Joint transversal avec deux clés de cisaillement (Harryson, 2001)	26
Figure 2-12 Sections transversales et en élévation des différents spécimens (Sayed-Ahmed & Sennah, 2014).....	27
Figure 2-13 Joint longitudinal en BFUP (Graybeal B. , 2011)	29
Figure 2-14 : Fissuration du spécimen de Léa Faggio (Faggio, 2014)	31
Figure 2-15 : Disposition des panneaux de dalle avec cheminées (Badie & Tadros, 2009) et connexion interne avec une poutre en acier (Graybeal B. , 2012)	31

Figure 2-16 : Connexion interne entre une dalle préfabriquée et une poutre en béton (Badie & Tadros, 2009)	32
Figure 2-17 Montage du programme expérimental comportant trois (3) joints différents (Aaleti, Sritharan, Bierwagen, & J. Wipf, 2011).....	34
Figure 2-18 Détail de la connexion avec une poutre sur les ponts jumeaux de la rivière Mackenzie (Perry, Krisciunas, & Stofko, 2014).....	35
Figure 3-1 : Pont modèle (Moffatt, 2001)	37
Figure 3-2 : Quantité de précontrainte pour la poutre NEBT 1600 (Ministère du Transport du Québec, 2014)	38
Figure 3-3 : Profilés des poutres d'acier en I et de béton NEBT 1600	39
Figure 3-4 : Coupe transversale du pont modélisé sur CSI Bridge	42
Figure 3-5 : Vue en plan du pont modélisé sur CSI Bridge	42
Figure 3-6 : Comparaison des moments transversaux entre des éléments d'une poutre de type poutre et coque	44
Figure 3-7 : Modèle de pont sur poutres en acier sur CSI Bridge.....	45
Figure 4-1 Détermination de l'armature transversale (Ministère du Transport du Québec, 2014) :	52
Figure 4-2 : Plan de la dalle en BFHP	53
Figure 4-3 : Évolution du moment positif par rapport à la fissuration pour la dalle de référence en BFHP	56
Figure 4-4 : Évolution du moment négatif par rapport à la fissuration pour la dalle de référence en BFHP	58
Figure 4-5 : Vue en élévation typique du joint au niveau d'une poutre	60
Figure 4-6 : Configurations de la forme du joint	61
Figure 4-7 : Configuration des barres discontinues	63
Figure 4-8 : Détail du pliage	64

Figure 5-1 : Malaxeur à fond plat.....	67
Figure 5-2 :Comportement en traction des barres d'armature 20M 400W	69
Figure 5-3 : Forme des os pour l'essai de traction directe (Beaurivage, F., 2009).....	72
Figure 5-4 : Montage sur la presse de 2500 kN (gauche) et fissuration d'un os en BFHP (droite).....	72
Figure 5-5 : Essais d'os en BFHP retenus et moyenne de l'évolution de la contrainte en bleue...	73
Figure 5-6 : Dimensions du prisme entaillé (EN 14651, 2005)	74
Figure 5-7 : Moyenne des essais sur primes entaillés	75
Figure 5-8 : Montage de la dalle circulaire	76
Figure 5-9 : Moyenne des dalles circulaires.....	76
Figure 5-10 : Retrait du BFUP mesuré sur un cylindre après 5 jours de mûrissement	79
Figure 5-11 : Coupe de deux os en BFUP.....	80
Figure 5-12 : Essais d'os en BFUP retenus et moyenne de l'évolution de la contrainte en fonction de l'ouverture de fissures	81
Figure 5-13 : Montage de l'essai sur dallette en BFUP	82
Figure 5-14 : Moyenne des dallettes de BFUP	83
Figure 5-15 : Photos des joints avant la coulée de BFUP	85
Figure 5-16 : Configurations des joints longitudinaux et transversaux entre dalles préfabriquées.....	86
Figure 5-17 : Croquis du montage recréant le moment négatif.....	87
Figure 5-18 : Photo du montage pour l'essai cyclique.....	88
Figure 5-19 : Photo du montage pour l'essai statique.....	88
Figure 5-20 : Évolution de la flèche durant le million de cycles représentant le moment négatif.....	90
Figure 5-21 : Patron de fissuration après essai cyclique en moment négatif	92
Figure 5-22 : Moment longitudinal en fonction du déplacement lors de l'essai à l'ultime du moment négatif.....	93
Figure 5-23 : Patron de fissuration du spécimen avec joint droit à la rupture – S1-D	95

Figure 5-24 : Patron de fissuration du spécimen avec les petites ailes à la rupture – S2-PA	96
Figure 5-25 : Patron de fissuration du spécimen avec les grandes ailes à la rupture – S3-GA.....	96
Figure 5-26 : Configuration des joints en moment positif	98
Figure 5-27 : Croquis du montage en moment positif	99
Figure 5-28 : Photo de l'application de la charge pour le moment positif	99
Figure 5-29 : Évolution de la flèche en fonction du nombre de cycles pour les essais en moment positif.....	101
Figure 5-30 : Détérioration du spécimen avec barres continues suite au chargement cyclique (S4-R).....	102
Figure 5-31 : Détérioration du spécimen avec barres interrompues suite au chargement cyclique (S5-P)	102
Figure 5-32 : Rupture de la barre d'armature interrompue (S5-P)	103
Figure 5-33 : Évolution du déplacement en fonction du moment positif durant l'essai à l'ultime	104
Figure 5-34 : Patron de fissuration à l'ultime du spécimen avec barres continues (S4-R).....	105
Figure 6-1 : Flexion d'un élément fini	108
Figure 6-2 : Hourglass	109
Figure 6-3: Comportement post-pic du BFHP modélisé dans ABAQUS	111
Figure 6-4 : Comportement post-pic du BFUP modélisé dans ABAQUS	112
Figure 6-5 : Comparaison entre les deux types de béton avec et sans orientation favorable.....	112
Figure 6-6 : Modélisation complète du spécimen avec de petites ailes	114
Figure 6-7 : Modélisation avec symétries	114
Figure 6-8 : Propriétés de la surface cohésive dans ABAQUS	115
Figure 6-9 : Résultat analytique du spécimen avec un joint droit soumis à un moment négatif.	118

Figure 6-10 : Patron de fissuration du modèle expérimental du spécimen avec un joint droit à la rupture	119
Figure 6-11 : Patron de fissuration du modèle numérique du spécimen avec joint droit à la rupture	119
Figure 6-12 : Résultat analytique du spécimen avec de petites ailes soumis à un moment négatif	120
Figure 6-13 : Patron de fissuration du modèle expérimental du spécimen avec de petites ailes à la rupture	121
Figure 6-14 : Patron de fissuration du modèle numérique du spécimen avec de petites ailes à la rupture	121
Figure 6-15 : Résultat numérique du spécimen avec de grandes ailes soumis à un moment négatif	122
Figure 6-16 : Patron de fissuration du modèle expérimental du spécimen avec de petites ailes à la rupture	123
Figure 6-17 : Patron de fissuration du modèle numérique du spécimen avec de grandes ailes à la rupture	123
Figure 6-18 : Modèle testé en moment positif	124
Figure 6-19 : Évolution des modélisations en moment positif et du spécimen expérimental avec barres continues.....	126
Figure 6-20 : Patron de fissuration pour le modèle expérimental avec barres continues sollicitées en moment positif observé expérimentalement.....	127
Figure 6-21 : Patron de fissuration pour le modèle numérique avec barres continues sollicitées en moment positif obtenus avec le modèle analytique	127
Figure 6-22 : Évolution des ratios d'énergies	128
Figure B-1 : Évolution de la contrainte en fonction du déplacement pour les trois barres	146
Figure C-1 : Essais sur des dallettes de BFUP de la phase I.....	148
Figure C-2 : Essais sur des dallettes de BFUP de la phase II.....	148

Figure C-3 : Comportement en traction du BFUP de la phase I.....	149
Figure C-4 : Comportement en traction du BFUP de la phase II.....	150
Figure D-1 : Essais sur prisme entaillé du BFHP de la phase I.....	151
Figure D-2 : Essais sur prisme entaillé du BFHP de la phase II.....	152
Figure E-1 : Évolution de la charge en fonction du déplacement pour les dalles circulaires de la phase I.....	153
Figure E-2: Évolution de la charge en fonction du déplacement pour les dalles circulaires de la phase I.....	154
Figure F-1 : Essais sur des dallettes de BFUP de la phase I	155
Figure F-2 : Essais sur des dallettes de BFUP de la phase II	156
Figure H-1 : Support complet du LVDT au sud du spécimen	159
Figure H-2 : Support en plan du LVDT au sud du spécimen	159
Figure H-3 : Support complet du LVDT au nord du spécimen	160
Figure H-4 : Support en plan du LVDT au nord du spécimen	160
Figure J-1 : Fissuration au niveau du joint du spécimen avec un joint droit (S1-D)	165
Figure J-2 : Fissuration au niveau du joint du spécimen avec de petites ailes (S2-PA).....	165
Figure J-3 : Fissuration au niveau du joint du spécimen avec de grandes ailes (S3-GA).....	166
Figure J-4 : Fissuration à l'est du spécimen avec de grandes ailes (S3-GA).....	166
Figure J-5 : Fissuration au niveau du joint du spécimen avec un chevauchement complet (S5-R).....	167

LISTE DES ABRÉVIATIONS

3D	Trois dimensions
a	Distance entre la fibre supérieure et l'axe neutre
A_{ps}	Aire d'un toron d'acier
A_s	Aire de l'armature au lit inférieur
A'_s	Aire de l'armature au lit supérieur
b	Largeur
BFUP	Béton fibré à ultra-haute performance
BO	Béton ordinaire
BFHP	Béton fibré à haute performance
C_{cr}	Résultante des forces de compression
CL-625	Camion typique avec charges ponctuelles du code S6-14
CL-W	Camion typique avec charges distribuées du code S6-14
d	Distance entre la fibre supérieure et le lit inférieur
d'	Distance entre la fibre supérieure et le lit supérieur
E	Module élastique
E_c	Module élastique du béton
E_s	Module élastique de l'acier
FAD	Coefficient de majoration dynamique
f'_c	Résistance élastique du béton
FM	Facteur de modification
F_{pu}	Résistance maximale de l'acier de précontrainte
f'_s	Résistance de l'armature comprimée

F_u	Résistance plastique de l'armature
f_y	Résistance élastique de l'armature
h_{cr}	Hauteur critique de l'ouverture de fissure
I_{cr}	Inertie de la section fissurée
L	Longueur
LVDT	Capteur de déplacement
M_t	Moment transversal
n	Rapport du module élastique de l'acier sur celui du béton
N/A	Non applicable
P	Charge de roue maximale pour le camion CL-625
S_e	Distance entre les axes centraux de deux poutres voisines

LISTES DES SYMBOLES ET LETTRES GRECQUES

\emptyset	Diamètre
δ	Déplacement
ε	Déformation
ε_c	Déformation du béton
θ	Angle de déformation
$\tilde{\theta}$	Angle de déformation approximé
ρ	Masse volumique
ϕ_c	Coefficient de tenu du béton
	Coefficient de tenu de l'acier
ϕ_f	précontraint
ϕ_s	Coefficient de tenu de l'armature
ψ_{cr}	Courbure de la zone comprimée
ψ_e	Courbure élastique
ω_t	Ouverture limite de la fissure

LISTE DES UNITÉS

°	Degré
°C	Degré celsius
μm	Micromètre
Hz	Hertz
kg	Kilogramme
kN	Kilo-newton
m	Mètre
mm	Millimètre
MPa	Méga pascal

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – ANCRAGE DES BARRES D’ARMATURE DANS LE BFUP.....	141
ANNEXE B – CARACTÉRISATION DES BARRES D’ARMATURES.....	143
ANNEXE C - RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES OS.....	145
ANNEXE D – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES PRISMES ENTAILLÉS.....	149
ANNEXE E – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES DALLES CIRCULAIRE	151
ANNEXE F – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES DALETTES.....	153
ANNEXE G – CALCUL DE LA CHARGE MININALE EN FATIGUE	155
ANNEXE H – SYSTÈME DE SUPPORT POUR LES LVDT	157
ANNEXE I – FICHES DE VÉRIFICATION	159
ANNEXE J – FISSURATION DES SPÉCIMENS À L’ULTIME.....	163

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

La construction d'un pont nécessite la collaboration de plusieurs spécialités dans le domaine du génie civil, dont le client, les gestionnaires, les concepteurs et les maîtres d'œuvre. Cette chaîne qui mène au but ultime, soit l'érection du pont, doit avoir pour but d'assurer la sécurité des usagers tout en minimisant les effets négatifs sur l'environnement et l'économie. Bien que la question environnementale soit primordiale pour notre société, ce mémoire visera à améliorer plutôt l'aspect économique. L'économie des ponts ne touche pas que la somme d'argent dépensée au final, mais aussi l'impact qu'aura la construction sur le bien-être des citoyens. Une édification rapide permet aux usagers d'effectuer leurs déplacements plus aisément dans le but de se rendre au travail, aux commerces, etc. Il s'agit là du fonctionnement de notre économie; une solution qui permettrait de diminuer les dépenses à court et à long terme ainsi que de réduire le temps de fabrication serait donc souhaitable. Or, puisque la main d'œuvre en chantier génère le plus de coûts, il faudra se concentrer sur cette spécialité.

Le coût relié à l'érection d'un pont prend en considération les matériaux, le transport et la main-d'œuvre. Les phases les plus coûteuses sont celles produites en chantier, car elles nécessitent beaucoup d'ouvriers et se situent souvent sur le chemin critique du projet. Contrairement aux matériaux, les coûts associés au transport et à la main-d'œuvre sont variables en fonction du temps, ce qui envenime rapidement la situation en cas d'imprévu. De plus, les chantiers sont exposés aux conditions météorologiques difficiles à contrôler. Une optimisation du temps de manipulation effectué sur les sites de construction amènera des diminutions importantes des coûts, qu'ils soient prévus ou inattendus. L'utilisation d'éléments préfabriqués tels que les dalles et les poutres présente alors une bonne solution, car la fabrication se fait en usine. En plus des conditions de travail favorables, l'usine permet d'atteindre une qualité et une précision supérieures à celles obtenues en chantier. Puisque les conditions climatiques au Québec sont particulièrement changeantes et très rigoureuses pendant près de la moitié de l'année, cette nouvelle technologie procurera des économies importantes dans le domaine des infrastructures. La rapidité d'installation d'un élément préfabriqué en béton versus une coulée en chantier aura aussi un effet positif. Le temps nécessaire

avant de pouvoir utiliser un élément en béton à sa pleine capacité est de 35 à 56 jours, comparativement à la mise en place des éléments préfabriqués qui peut être beaucoup plus efficace avec l'adoption de techniques de construction adaptées.

L'élément structural préfabriqué étudié dans ce projet est la dalle de tablier. Une dalle préfabriquée de pont est constituée de plusieurs sections qui ont des dimensions fixes et qui sont déposées sur les poutres longitudinales comme un « carrelage ». La figure 1-1 démontre cette disposition où il est possible d'observer l'armature en attente en vert. Des joints devront donc être coulés entre ces dalles afin de rendre les dalles structurellement solidaires. Une connexion avec la poutre à l'aide de pochettes alignées sur les goujons est illustrée sur la figure 1-1. La disposition des sections de dalles préfabriquées montrée sur cette figure n'est pas la seule possibilité. Premièrement, ce pont est composé de poutres en acier alors que des poutres en béton peuvent aussi accueillir des dalles préfabriquées. Deuxièmement, il est possible de retrouver le même type de connexion avec les armatures en attente au niveau de la poutre longitudinale ainsi que transversalement tel qu'illustré sur la figure 1-2. Ce type de connexion à la poutre sera plus approprié lors de réhabilitations puisque l'espacement des goujons sur une ancienne structure n'est pas toujours égal ni bien connu.

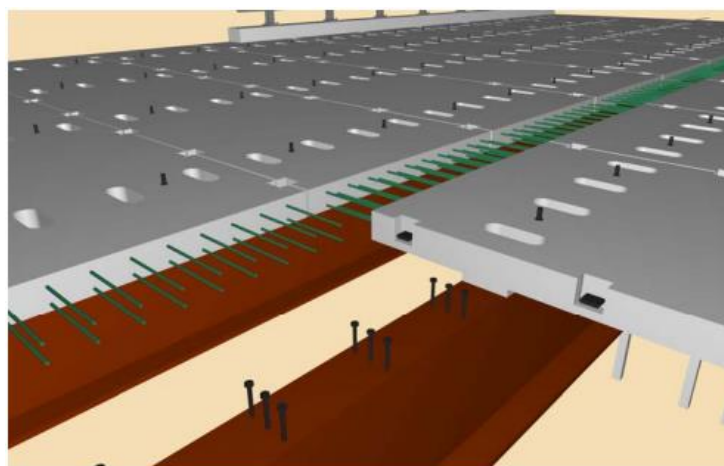


Figure 1-1 : Exemple de dalles préfabriquées en attente de la coulée des joints selon le FHWA
(Culmo, 2009)

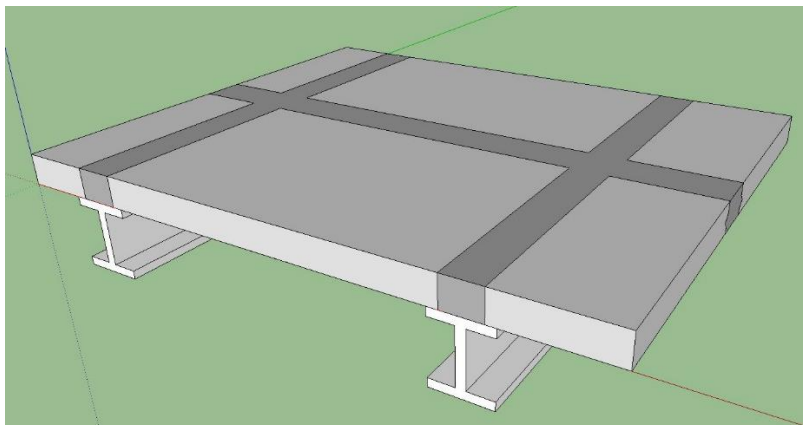


Figure 1-2 : Système de dalles préfabriquées avec joint longitudinal et transversal

Le type de dalles préfabriquées utilisé dans le cadre de ce projet est constitué de béton renforcé de fibres (BFHP). Contrairement au béton « ordinaire », le BFHP contient des fibres d'acier qui confèrent au béton un comportement en traction plus ductile, car les fibres permettent de contrôler et limiter la propagation et l'ouverture des fissures. Les bétons haute performance (BHP) fibrés sont identifiés par l'acronyme BFHP. Le béton fibré le plus haut de gamme est appelé béton ultra-haute performance (BFUP). Ce béton qui ne contient pas de gros granulats possède une matrice très dense et fragile qui est rendue ductile par l'ajout d'une importante quantité de fibres en acier. L'utilisation d'une granulométrie appropriée et d'adjuvants permet d'obtenir des bétons ayant une très bonne maniabilité.

L'utilisation de dalles préfabriquées jointes avec du BFUP requiert la réalisation d'essais en laboratoire et d'analyses numériques. Ce projet de recherche porte sur l'étude du comportement en moment négatif et positif de joints en BFUP situés au-dessus des poutres longitudinales. Des essais en laboratoire sur des spécimens réels constituent la base du projet de recherche. Le programme expérimental aura pour but de reproduire le plus justement possible les conditions réelles dans les joints en BFUP du système de dalles préfabriquées. Pour ce faire, tous les spécimens testés en laboratoire seront construits selon les conditions en usine pour les dalles préfabriquées et en chantier pour le joint en BFUP. Ainsi, les résultats obtenus seront le reflet des conditions réelles dans un environnement industriel. Les résultats expérimentaux permettront par la suite de

développer des modèles numériques qui permettront d'approfondir l'étude du comportement de ces joints.

1.2 Objectifs et méthodologie

1.2.1 Objectifs généraux

Ce projet de recherche consiste à étudier le comportement dans la zone de discontinuité créée par la jonction entre la dalle en BFHP et le joint en BFUP. Deux objectifs généraux ont été établis.

Puisque le BFUP est coulé après la mise en place des sections de dalle, le joint froid à l'interface dalle-joint devient le point critique où les fissures pourraient présenter une ouverture inappropriée en service dans la partie supérieure du joint lorsque soumis à des moments négatifs. Afin de minimiser l'ouverture des fissures à cet endroit névralgique, une optimisation de la forme du joint longitudinal au droit de la poutre doit être étudiée. Ainsi le premier objectif du projet de recherche est de développer une forme de joint qui fasse en sorte que la formation d'une fissure localisée à la jonction entre la dalle et le joint en BFUP puisse être répartie afin de créer un réseau de microfissures fines. Étant donné la localisation du joint à l'étude, des spécimens avec des différentes formes de joint seront conçus et afin d'être sollicités en moment négatif.

Les dalles au droit des poutres intérieures sont aussi appelées à résister à des moments positifs transversaux dépendamment de la position des charges de camions. Lors de la réhabilitation de ponts existants, la position des goujons n'est pas connue avec certitude de sorte que l'armature en moment positif des dalles peut rentrer en conflit avec les goujons. L'interruption des armatures des dalles préfabriquées dans le joint en BFUP permettrait de résoudre ce problème en autant que la capacité en flexion soit suffisante. Ainsi le deuxième objectif de ce travail consistera à déterminer s'il est possible d'interrompre au niveau des joints en BFUP l'armature du lit inférieur résistant au moment positif.

1.2.2 Méthodologie

Afin d'atteindre les deux objectifs de ce travail, les étapes suivantes seront suivies :

- analyse de la distribution des efforts dans les dalles de tablier de deux ponts mixtes, avec poutres d'acier et poutres de béton;
- conception des joints en BFUP et élaboration du programme expérimental;
- fabrication des spécimens;
- détermination de la résistance des matériaux utilisées, soit le béton fibré haute performance (BFHP), le béton fibré à ultra-haute performance (BFUP) et l'acier d'armature;
- réalisation des essais de chargement cyclique selon les moments maximaux en service obtenus des analyses;
- essais jusqu'à la rupture des spécimens suite aux chargements cycliques;
- analyse des résultats expérimentaux relativement aux deux objectifs, soit la forme des joints et à l'arrêt des barres inférieures;
- création et validation d'un modèle d'éléments finis non linéaires selon les résultats d'essais;
- recommandations pour la conception des joints en BFUP au droit des poutres entre dalles préfabriquées.

1.3 Contenu de mémoire

Ce mémoire compte sept chapitres incluant l'introduction et la conclusion. Le chapitre 2 traite de l'état des connaissances sur les matériaux de bétons fibrés, les diverses applications du BFUP et les études faites sur les dalles préfabriquées. Le chapitre 3 couvre le calcul des efforts subis par la dalle de tablier pour un pont typique sur poutres en acier et poutres en béton. Le chapitre 4 fait état de la conception des spécimens incluant la réflexion faite sur les formes de joints et l'arrêt de l'armature au lit inférieur. Le chapitre 5 englobe l'ensemble de la section expérimentale de ce projet. Le chapitre 6 présente, en premier lieu, les choix applicables à tous les spécimens et utilisés lors de la modélisation. Par la suite, une analyse de chaque modélisation avec les résultats

expérimentaux est faite. Pour terminer, la conclusion permet de faire un rappel des principaux éléments du mémoire en plus d'une série de recommandations pour des essais futurs.

CHAPITRE 2 ÉTAT DES CONNAISSANCES

2.1 Les bétons de fibres

2.1.1 Mise en contexte

Lorsqu'un chargement est imposé à une structure en béton, l'apparition de fissures au niveau de la zone en traction est le premier signe de détérioration. Une poutre en béton chargée en flexion dont la matrice cimentaire ne contient pas de fibres métalliques ni d'armature (ou sur-armé) présentera une rupture fragile lorsqu'elle atteindra sa limite élastique. Ce type de rupture se produit rapidement et les signes avant-coureurs sont quasi inexistant; il est donc nécessaire d'éviter ce comportement en cherchant à contrôler l'ouverture des fissures. L'ajout de barres d'armatures au niveau de la zone sollicitée en traction devient alors indispensable au sein de toutes structures en béton. Effectivement, une bonne distribution des barres d'armatures pallie à la faiblesse du béton conventionnel, soit la résistance en traction, grâce à l'apport en ductilité¹ que procure l'acier d'armature. Il est aussi possible d'accroître davantage la ductilité d'une structure en combinant le ferrailage à la présence de fibres d'acier en quantité suffisante au sein de la matrice cimentaire du béton.

Dans le cadre de cette recherche, deux types de bétons fibrés seront utilisés : le béton renforcé de fibres d'acier à haute performance (BFHP) et le béton fibré à ultra-haute performance (BFUP). Le premier type sera utilisé dans les dalles préfabriquées tandis que le deuxième type sera inséré au niveau du joint entre deux dalles. La présence des fibres métalliques dans ce type de béton joue un rôle important dans l'amélioration de son comportement en traction. Les sections qui suivent détaillent les caractéristiques de ces deux types de béton.

¹ Ductilité : Capacité de déformation plastique d'un matériau suite à l'atteinte de sa limite élastique.

2.1.2 Caractéristiques des fibres d'acier

Les fibres ont principalement pour effet d'améliorer le comportement post-fissuration puisqu'elles cousent les fissures et ralentissent leur propagation. Cette caractéristique post-fissuration dépend du type de fibres utilisées, de la quantité et de leur orientation. D'abord, les fibres d'acier sont caractérisées par trois facteurs : la longueur, le diamètre et la forme. Une longue fibre couvrira une plus grande section, donc permettra de minimiser l'ouverture de macrofissures, tandis que de courtes fibres retarderont la progression des microfissures. Autrement dit, les fibres courtes cesseront leur travail une fois que l'ouverture de la fissure est supérieure à environ $1/10^{\text{ème}}$ sa longueur. L'élanement des fibres, égal au ratio longueur sur diamètre, caractérise leur performance. Par exemple, une fibre courte et de grand diamètre sera choisie pour sa rigidité supérieure, tandis qu'une longue fibre possédant un plus petit diamètre sera recherchée pour sa ductilité. La forme des fibres permet d'améliorer l'ancrage de celles-ci dans le béton. Une fibre constituée d'un crochet participera de façon plus marquée au comportement post-pic qu'une fibre droite puisque son ancrage plus prononcé permettra à celle-ci de « s'accrocher » davantage à sa matrice cimentaire. Toutefois le mode d'ancrage d'une fibre au béton est fonction de la qualité de la matrice et de la résistance de la fibre. Le principal mode de dissipation d'énergie est le glissement des fibres alors que la rupture en traction de celles-ci est le mode de rupture à éviter. Ainsi avec l'augmentation de la qualité de la matrice, on doit utiliser des fibres plus résistantes ou réduire leur ancrage afin de favoriser la dissipation d'énergie.

La quantité de fibres a un lien direct sur la résistance et la maniabilité du béton. La proportion des fibres pour le béton renforcé de fibres (BRF) utilisée structuralement varie de 60 à 100 kg/m³ (0.75 à 1.2%), dépendamment de la résistance (Massicotte & Bischoff, *Fibre reinforced concrete: a structural perspective*, 2000), tandis que le béton fibré à ultra-haute performance est constitué d'une plus importante quantité de fibres, soit de 2 à 4% de la matrice cimentaire (160 à 320 kg/m³). Vu sa quantité de fibres importante, le BFUP ne contient pas de granulats grossiers dans le but de procurer au mélange une bonne maniabilité.

Finalement, l'impact de l'orientation des fibres sur le comportement du béton sera développé à la section suivante.

2.1.3 Mise en œuvre

Lors d'une coulée de béton conventionnel, plusieurs aspects de la technique de placement doivent être considérés afin de développer la résistance maximale, tels que la hauteur de chute, la vibration, la température du mélange, etc. En plus de ces critères, le béton fibré possède son lot de particularités dû à la présence de fibres d'acier. Il est alors obligatoire de prendre certaines précautions lors de la coulée dans le but d'éviter des comportements fragiles. Cette section fera donc état de ces particularités.

Lors de la mise en place du BRF et du BFUP, il est important de respecter une hauteur de chute inférieure à 0,5 mètre afin d'éviter le phénomène de ségrégation (Association Française de Génie Civil - Groupe de travail BFUP, 2002). La ségrégation est définie comme la tendance qu'ont les fibres à se séparer du reste du mélange lorsqu'une agitation trop importante crée un mélange hétérogène. Toujours dans le but d'obtenir un mélange homogène, la vibration interne des bétons fibrés est proscrite puisqu'elle nécessite l'emploi d'une aiguille qui produit un effet de cheminée tel que démontré sur la figure 2.1. Le passage de l'aiguille vibrante produit un plan de faiblesse en poussant les granulats et les fibres.

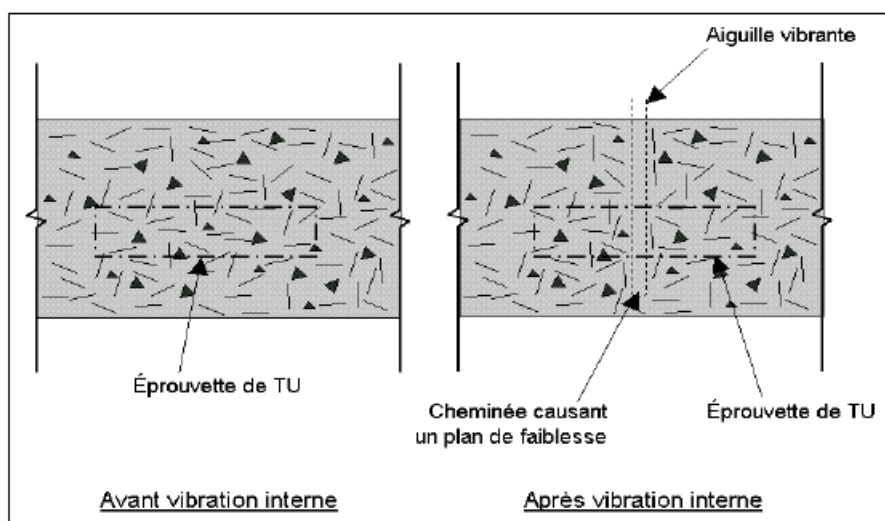


Figure 2-1 Phénomène de cheminée (Bastien, 2004)

Il est toutefois permis d'utiliser une vibration externe qui consiste à installer des plaques vibrantes sur le coffrage. Cette technique est difficile, voire impossible à effectuer dans certaines situations dû au manque d'espace disponible puisque la vibration doit se faire de façon homogène sur toute la surface. Il arrive souvent dans le cas de bétons fibrés qu'il n'est pas nécessaire de vibrer afin d'obtenir un mélange homogène puisqu'il est possible de rendre ce type de béton maniable et autoplaçant.

L'orientation des fibres est un phénomène qui peut mener à un comportement fragile si les fibres s'orientent parallèlement au plan de rupture. L'efficacité des fibres à procurer un comportement ductile et non fragile à la matrice requiert que les fibres puissent être orientées perpendiculairement au plan de rupture d'une fissure, sans quoi elles ne contribueront pas à empêcher l'ouverture de la fissure. Plusieurs aspects peuvent créer cette orientation, soit le sens de l'écoulement, la présence d'obstacles (par exemple barres d'armature, goujons, etc.) ainsi que le phénomène de paroi. Premièrement afin d'obtenir une orientation préférentielle des fibres, la coulée doit s'effectuer dans le sens de la sollicitation. Toutefois lors de la coulée de poutres profondes, la coulée s'effectue par couche jusqu'à ce que le niveau du béton atteigne l'épaisseur requise. Dans ce cas les fibres auront une bonne contribution pour la résistance en flexion alors que leur apport pour la résistance à l'effort tranchant sera moindre (Cordoni, 2015). Deuxièmement, les fibres ont tendance à s'orienter parallèlement aux parois et aux obstacles tels que le coffrage et l'armature. Bien qu'ils soient difficilement évitables, ces phénomènes peuvent créer une faiblesse au sein de la structure. Il est donc nécessaire d'être conscient de cette orientation et en tenir compte dans la conception de l'ouvrage. Enfin, le mode de mise en place doit faire en sorte d'éviter la création de joints froids aux points critiques.

Un autre avantage de l'utilisation des bétons fibrés est qu'il peut permettre de réduire la quantité d'armature par rapport à celle requise pour un béton conventionnel. De plus, plusieurs autres aspects rendent cette diminution profitable, dont une économie sur le coût de l'acier d'armature et une diminution de la congestion due à un ferrailage moins dense. Dans le cadre de cette recherche, aucune réduction de l'armature ne sera réalisée car il est considéré que le joint froid entre la dalle

préfabriquée et le BFUP ne contient pas de fibres. Toutefois, il est intéressant de connaître cette possibilité.

2.2 Propriétés du béton renforcé de fibres

L'addition de fibres à l'intérieur de la matrice cimentaire a pour effet d'améliorer la ductilité en traction du béton (Rossi, 1988). Tout d'abord en ce qui concerne le comportement en compression, un réseau de microfissures perpendiculaire à la charge se forme une fois la limite élastique atteinte. Ensuite, les microfissures évoluent vers des macrofissures orientées obliquement. Les macrofissures retardent l'éclatement du béton jusqu'à ce que la matrice atteigne sa résistance maximale (Charron, 2011). Les figures 2-2 et 2-3 représentent respectivement le comportement en compression d'un béton ne contenant pas de fibres et d'un béton avec des fibres en acier.

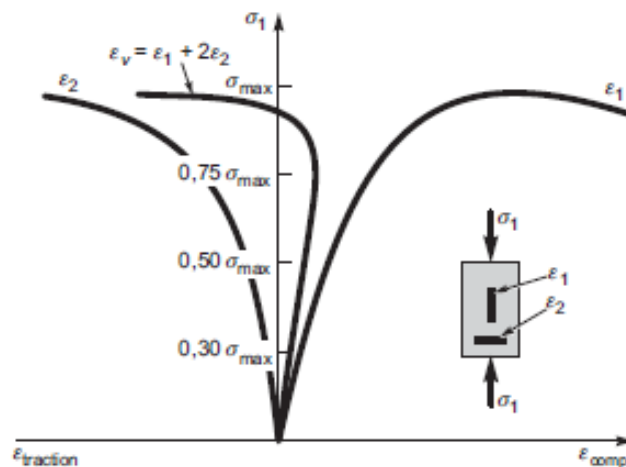


Figure 2-2: Comportement d'un béton conventionnel (Massicotte, 2012)

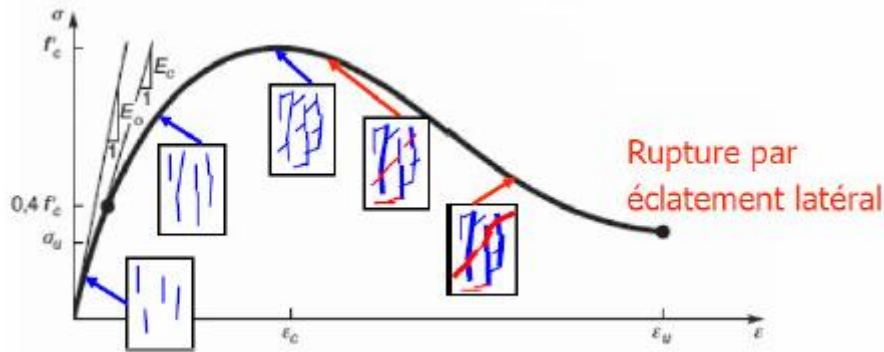


Figure 2-3: Comportement en compression d'un béton fibré (Charron, 2011)

La figure 2-4 démontre le comportement du béton renforcé de fibres subissant un effort de traction direct. La section pré-pic se termine par l'atteinte d'une contrainte f_t calculée selon la même équation qu'un béton conventionnel

$$f_t (MPa) = 0.33 \sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

La contrainte, dans la première tranche du graphique, progresse en fonction de la déformation. Ce style de graphique est utilisé pour les bétons conventionnels. La section post-pic, par contre, se lit en fonction de l'ouverture de fissures puisque cette configuration est plus propice à la compréhension du comportement dans les zones de fissuration. La faisabilité de cette conversion de déformation à ouverture de fissures dépend du type d'essais. Le chapitre 5.1 qui porte sur les essais de caractérisation traitera plus en détail de cette problématique. La courbe post-pic du BRF est adoucissante, c'est-à-dire que la résistance diminue graduellement jusqu'à la rupture avec l'augmentation de l'ouverture de fissure. Ce comportement ductile est créé par l'action des fibres telle que décrite précédemment.

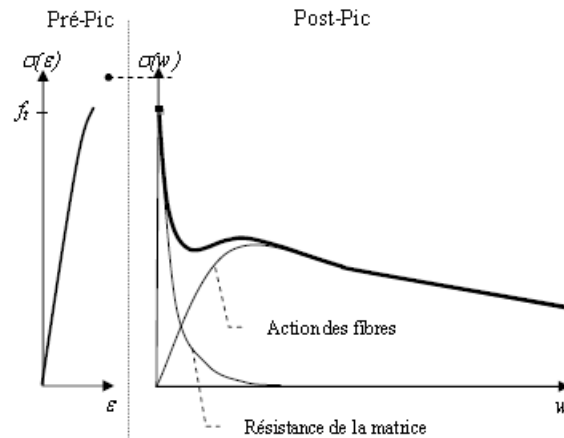


Figure 2-4: Comportement en traction du BRF avant et après la formation du pic (de Montaignac de Chauvance, 2011)

2.3 Méthodes de calcul du béton fibré

Plusieurs méthodes de calcul pour les bétons contenant des fibres d'acier ont été développées. Cette section résume les principes de calcul de deux de ces méthodes soit la méthode de Casanova/Rossi modifiée et celle de l'AFGC. L'objectif des méthodes de calcul d'éléments structuraux en BFHP est de faire le lien entre les déformations de la section et l'ouverture des fissures (Fig. 2-5). Casanova et Rossi (Casanova & Rossi, 1996) ont proposé une méthode basée sur une moyenne pondérée des courbures au droit de la fissure et entre les fissures. Massicotte (Massicotte, Vachon, & Moffatt, 2004) a proposé une formulation modifiée de cette approche, mieux adaptée aux dalles de ponts. L'AFGC a proposé une formulation plus simple. Dans les deux cas, le paramètre important est l'espacement entre les fissures, ou longueur caractéristique, dénotée L_r .

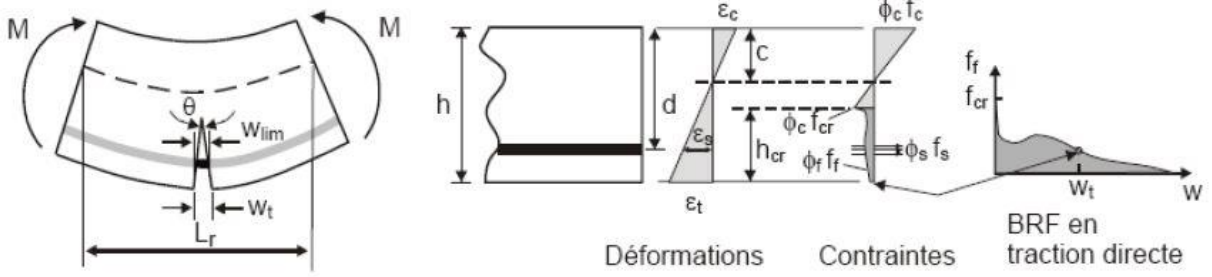


Figure 2-5: Distribution des contraintes pour une section fissurée en béton fibré (Massicotte, Calcul des éléments fléchis en béton renforcé de fibres, 2008)

La méthode Casanova/Rossi considère que la courbure d'un élément est la somme de la contribution de la zone élastique entre les fissures et de la courbure dans la fissure (Massicotte, Vachon, & Moffatt, 2004). La figure 2-5 illustre, en outre, la distribution des déformations et des contraintes suite à l'ouverture d'une fissure. En tenant compte de la courbure élastique (ψ_e) et de la courbure dans la zone fissurée (ψ_{cr}), combinée à la hauteur critique de l'ouverture (h_{cr}) et à la longueur de référence (L_r), il est possible d'obtenir l'ouverture limite de la fissure (w_t). À noter que la variable y_g correspond à la position du centre de gravité. Selon la méthode Casanova/Rossi, la relation se traduit comme suit :

$$\psi_e = \frac{\varepsilon_c}{y_g} \quad (2.2)$$

$$\psi_{cr} = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (2.3)$$

$$w_t = h_{cr} L_r \left(\frac{2\psi_e + \psi_{cr}}{3} \right) \quad (2.4)$$

Selon la méthode de Casanova-Rossi, la longueur de référence, L_r , à l'équation 2.4 représente le double de la profondeur de fissure tandis que la méthode Casanova/Rossi modifiée proposée par Massicotte 2004 définit la longueur de référence grâce à l'équation suivante, la définition du L_r étant la principale différence entre la méthode Casanova/Rossi et Casanova/Rossi Modifiée :

$$L_r = \max \begin{cases} h / 2 \\ s_m \end{cases} \quad (2.5)$$

La méthode AFGC permet de calculer l'ouverture de fissure en se basant uniquement sur la déformation et la longueur de référence tel que traduit par l'équation 2.6 (Association Française de Génie Civil - Groupe de travail BFUP, 2002).

$$w_t = (\varepsilon_t - \varepsilon_{cr}) L_r \quad (2.6)$$

Cette formulation néglige ainsi la déformation élastique hors de la zone fissurée. La valeur de la longueur de référence L_r dans cette équation peut être définie de différentes façons. De Montagnac et al 2012 présentent différentes approches et proposent de combiner les estimations suggérées par différents chercheurs afin de prédire le plus exactement possible cette longueur. Suite à ses essais en laboratoire, la valeur de L_r se baserait sur un paramètre géométrique et l'espacement de la fissure tel que décrit à l'équation 2.7 (de Montagnac, Massicotte, & Charron, 2012). Pour ce qui est de la valeur s_m , elle correspond à l'ouverture de la fissure.

$$L_r = \min \begin{cases} h \\ s_m \end{cases} \quad (2.7)$$

2.4 Propriétés du béton fibré à ultra-haute performance

Le béton fibré à ultra-haute performance a été développé vers la fin du 20^e siècle. Cette matrice cimentaire produit un béton visqueux dû à la faible teneur en eau dont la fluidité est améliorée avec l'ajout de superplastifiant. Le superplastifiant utilisé dans le BFUP joue un rôle important sur la maniabilité permettant donc au béton de s'auto-placer, ce qui rend l'utilisation de ce produit très intéressante dans les zones plus congestionnées telles que les joints à l'étude par exemple.

Le BFUP développe en compression une résistance pouvant varier de 120 à 250 MPa à 28 jours, soit au mûrissement complet. La forte présence de petites fibres a pour effet de confiner davantage le béton lorsque soumis à des efforts de compression, ce qui augmente sa capacité à se déformer

(Denarié, 2004). Le comportement en compression du BFUP est semblable à celui du BFHP (figure 2-4). La principale différence est qu'un réseau de microfissures se forme avant l'apparition d'une macrofissure contrairement au BFHP où il n'y a qu'une seule fissure qui se développe. Comparativement au BFHP, les fibres contenues dans le BFUP sont beaucoup plus petites, elles arrêteront donc leur contribution à la microfissuration. Les fibres possèdent un diamètre de 0,1 à 0,3 millimètre (Toutlemonde & Resplendido, 2009) et une longueur entre 6 et 13 millimètre (Charron, 2011).

Le comportement en traction de ce type de béton fait partie des raisons pour lesquelles il est très performant. Sa résistance en traction est généralement supérieure à 7 MPa (Toutlemonde & Resplendido, 2009) contrairement à un béton conventionnel qui a une résistance d'environ 3 MPa. Tel que mentionné précédemment, les fibres contenues dans le BFUP permettent à celui-ci de couvrir davantage les microfissures en formant un réseau de fissuration. Ce phénomène procure au béton à ultra-haute performance un comportement écrouissant tel qu'illustré sur la figure 2-6 entre le point A et B. Ce gain de ductilité est causé par l'apparition graduelle des fissures qui présentent une résistance fissurée supérieure à celle de la matrice cimentaire.

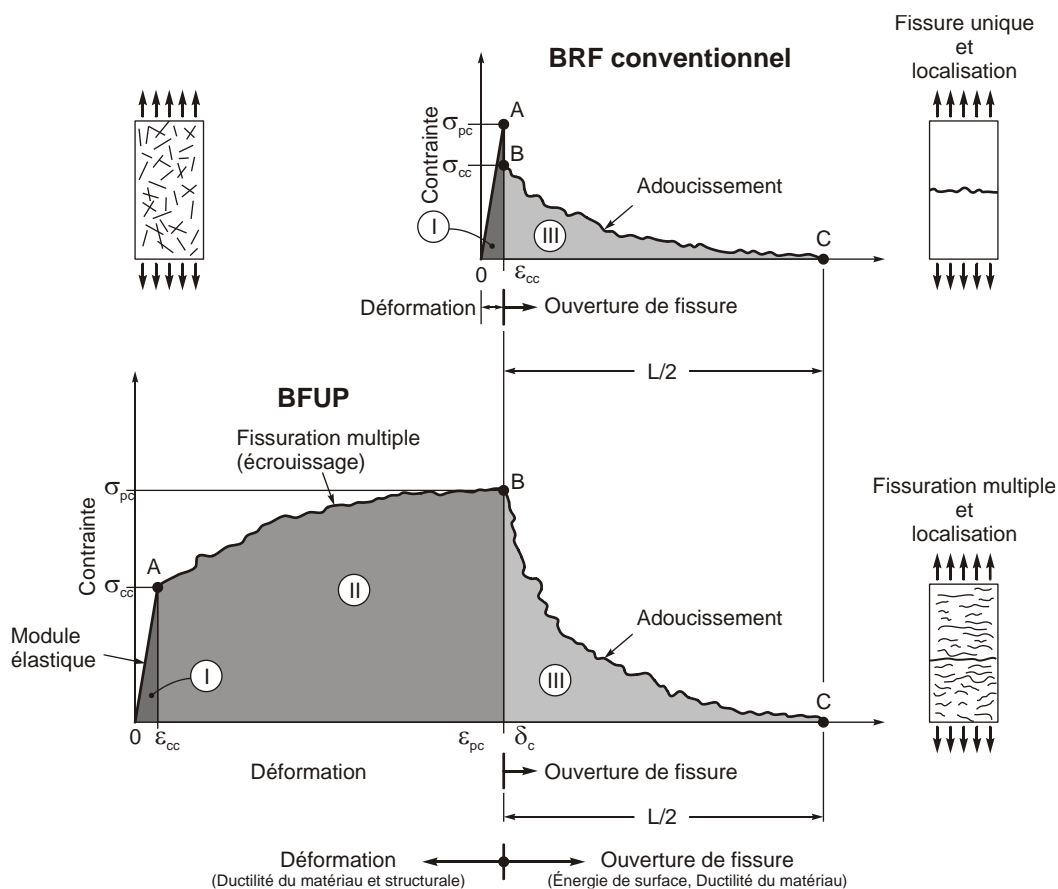


Figure 2-6 : Contrainte en fonction de la déformation pour le béton conventionnel et à ultra-haute performance adapté de (Naaman & Reinhardt, 1996)

Afin d'obtenir un comportement idéal du BFUP et de réduire le retrait endogène qui est très important, l'AFGC propose de faire une cure thermique du BFUP maintenant le béton à une très haute température (environ 90°C), tout en conservant le niveau d'humidité près de la saturation pendant deux jours (Association Française de Génie Civil - Groupe de travail BFUP, 2002). Ce procédé a pour effet de diminuer le retrait différé ainsi que le fluage et de parvenir à la résistance en compression et en traction plus rapidement. Le retrait au sein de cette matrice cimentaire est endogène puisque le ratio eau/ciment est faible et la quantité de particules fines élevée. Ce type de retrait se produit rapidement et pour un BFUP sans cure, il est estimé à 550 $\mu\text{m}/\text{m}$ selon les recommandations de l'AFGC et de 790 $\mu\text{m}/\text{m}$ selon les recherches menées par Benjamin Graybeal avec un BFUP Ductal (Gaybeal, 2010).

La matrice cimentaire du béton fibré à ultra-haute performance est très compacte, ce qui a pour effet d'éliminer ou presque la porosité capillaire de surface. Cette porosité de surface produit un réseau de vides interconnectés à ceux de la matrice cimentaire. L'élimination de ce phénomène empêche l'eau, le sel ainsi que d'autres corps externes de se diffuser au sein de la matrice. Les réactions chimiques indésirables du béton ne se feront qu'en surface ou le long des fissures. Cette propriété contribue de façon importante à la durabilité du matériau. De plus, la reprise des fissures par les fibres participe à la perméabilité puisque les chemins propices à l'infiltration sont considérablement réduits.

2.5 Exigences du code canadien

Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers stipule les règles et prescriptions permettant de concevoir les différents constituants d'un pont. Cette section du mémoire ressortira les exigences pertinentes dans le cadre de cette recherche concernant les dalles de tablier ainsi que le chargement de celles-ci. Le tout sera divisé selon les chapitres du code et présenté en ordre. Les choix concernant la conception des cinq dalles préfabriquées à l'étude seront justifiés plus tard dans le mémoire en se référant aux articles mentionnés ci-dessous.

2.5.1 Charges

Débutons par la définition de la charge et de ses facteurs mentionnés dans le troisième chapitre du code.

1. La charge mobile de camion appliqué sur le pont peut être définie à l'aide de charges ponctuelles symbolisant les essieux (CL-625 ou CL-W) ou avec une charge distribuée (w) combinée aux charges ponctuelles d'essieu réduit (surcharge de voie CL-W). Ces charges visent à produire sur les ponts les effets des camions les plus lourds circulant à ce jour sur le réseau routier canadien. Le camion CL-W possède 5 essieux dont l'amplitude des charges et distances inter-essieux sont illustrées sur la figure 2-7.

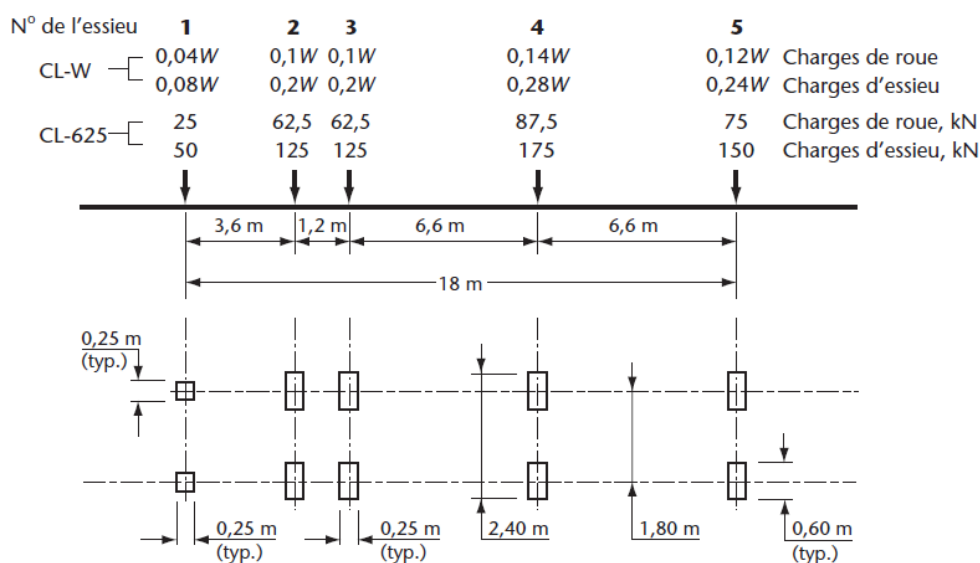


Figure 2-7: Camion CL-625 (CSA, 2006)

- Lorsque plus d'une voie est chargée, un facteur de modification (R_L) pour la simultanéité des charges qui diminue en fonction de l'augmentation du nombre de voies chargées doit être considéré (article 3.8.4.2).

Tableau 2-1 : Facteur de modification (CSA, 2006)

Nombre de voies de calcul chargées	Facteur de modification
1	1,00
2	0,90
3	0,80
4	0,70
5	0,60
6 ou plus	0,55

- Afin de considérer l'impact engendré par le passage des camions sur le pont, un coefficient de majoration dynamique (FAD) doit être considéré.

2.5.2 Méthode d'analyse

Le chapitre 5 traite des méthodes d'analyses en fonction des différents types d'ossature de pont. Seulement les articles applicables à une dalle en béton supportée par des poutres longitudinales

seront considérés dans cette section étant donné la problématique de ce projet. Deux critères généraux sont mis en évidence puisqu'ils représentent les hypothèses de base.

1. Compte tenu du type de pont analysé, l'hypothèse des petits déplacements sera utilisée (5.4.3.2).
2. Pour une dalle simplement appuyée, les moments positif et négatif causé par les camions sont calculés à l'aide de l'équation suivante :

$$M_{dalle} = \frac{(S_e + 0.6)P}{10} F_M \quad (2.6)$$

Les termes S_e et P indiquent respectivement la distance entre l'axe central de l'âme de deux poutres voisines et la charge de roue maximale du camion type CL-625, soit 87,5 kN. Le moment résultant de cette simplification est donné en kN-m/m (5.7.1.7.1). La valeur de F_M est prise égale à 0,8 lorsque la dalle repose sur trois poutres ou plus. La valeur du moment obtenue s'applique pour le moment positif entre les poutres et le moment négatif au droit des poutres. Enfin la valeur de P doit inclure la majoration dynamique de 40%.

2.5.3 Ouvrages en béton

Cette section présente un survol du huitième chapitre du code portant sur les ouvrages en béton. Une limitation concernant la résistance à la compression du béton de 85 MPa est exigée dans ce chapitre, sans quoi une approbation devrait être obtenue. Puisque ce projet fait usage du BFUP (150 MPa), aucune équation du code n'est applicable. Cette section du Code comporte toutefois plusieurs réglementations applicables à ce projet. Quelques-unes de ces exigences ne seront toutefois pas suivies et leur utilité dans le contexte de cette recherche sera évaluée suite à l'analyse des résultats.

A) Ancrage des barres

Afin de développer l'ancrage complet d'une barre d'armature effectuant un crochet standard, le Code fait mention des exigences suivantes.

1. Dans le cas d'un crochet, un prolongement d'au moins 12 fois le diamètre de la barre à son extrémité doit être respecté. Ce critère n'a pas été respecté dans le cadre de ce projet et la cause sera expliquée au chapitre 4.
2. Le diamètre de pliage minimal est choisi selon le tableau 2-2 :

Tableau 2-2 : Diamètre minimal de pliage d'un crochet (Association Canadienne de Normalisation & Conseil Canadien des normes, 2006, p. 361)

Barre	Type d'armature			Revêtue de résine époxyde
	300R	400R ou 500R	400W ou 500W	
10M	60	70	60	80
15M	90	100	90	120
20M	—	120	100	160
25M	—	150	150	200
30M	—	250	200	240
35M	—	300	250	350
45M	—	450	400	450
55M	—	600	550	550

B) Armature de la dalle

Dans le cas du ferrailage dans la dalle, le Code indique les exigences suivantes.

3. La distance entre deux barres chevauchées dans un béton préfabriqué doit être supérieure à 1.5 fois le diamètre nominal des barres ou supérieure à 40 millimètres (8.14.2.1.2).
4. L'espacement de l'armature principale en flexion doit être inférieur à 1.5 fois l'épaisseur de l'élément ou inférieur à 450 millimètres (8.14.2.1.5).

La clause 8.14.2.1.2 est aussi bornée par une distance plus grande que 1.5 fois le diamètre du plus gros granulat. Cette contrainte n'est toutefois pas mentionnée ci-dessus, car elle ne sera en aucun cas critique dans la mesure où la matrice cimentaire utilisée est celle du BFHP ou du BFUP. En effet, le diamètre du granulat maximal dans ces bétons est réduit par rapport au béton conventionnel dû à la présence de fibres.

C) Exigences spéciales

Les trois prochains critères portent sur les exigences spéciales pour les dalles de tablier (section 8.18).

5. La quantité d'armatures ρ doit être égale ou inférieure à 0.3 % dans chaque direction pour une dalle coulée en place (Méthode empirique) (8.18.4.2).
6. De la précontrainte longitudinale dans les dalles préfabriquées pleine épaisseur doit être présente (8.18.4.4) ce qui n'a pas été respecté.
7. L'épaisseur minimale de la dalle préfabriquée est de 190 millimètres (8.18.4.4).
8. L'espacement maximal es barres centre-à-centre doit être d'au moins 300 millimètres pour contrôler la fissuration (8.10.6).

Le chapitre 8 ne contient aucune exigence sur les bétons fibres conventionnel alors que le chapitre 16 se limite à l'utilisation des bétons avec fibres synthétiques.

2.6 Applications diverses du BFUP

Cette section, principalement tirée du compte rendu de la conférence sur le BFUP de 2009 (Toutlemonde & Resplendido, 2009), consistera en un recensement des différentes applications structurales du BFUP autre que la connexion de dalles préfabriquées. Il est toutefois important de mentionner que ce matériel très maniable offre aussi des possibilités architecturales variées telles que des panneaux texturés. Effectivement, grâce à sa capacité autoplaçante et sa durabilité, le BFUP épouse parfaitement les formes du coffrage et retarde la fissuration, ce qui est très utile dans le domaine architectural.

Ce béton très résistant et ductile est utilisé sur plusieurs éléments structuraux différents. Débutons par les poutres préfabriquées et caissons de pont qui font partie des applications les plus populaires du BFUP à travers le monde. Le béton à ultra-haute performance n'est pas seulement apprécié dans ces conditions grâce à sa capacité de reprise de fissuration, mais aussi en raison de sa légèreté. Par

exemple, le pont PS34 situé sur l'autoroute A51 près de Grenoble en France possède des caissons ainsi qu'une dalle en BFUP (figure 2-7). L'utilisation de ce matériau a permis d'éliminer deux culées qui auraient été nécessaires dans le cas d'un béton conventionnel. Ce remplacement est possible étant donné la faible densité du BFUP utilisé qui correspond à 40 % de la densité d'un béton conventionnel (VINCI PRIZE, 2005). Bien sûr, plusieurs formes de caissons et de poutres ont été développées au cours des dernières années. La plupart des poutres en béton à ultra-haute performance possèdent de la précontrainte. D'ailleurs, la figure 2-8 démontre un système de poutres en BFUP développé par Ben Graybeal nommé « π -girder » (Graybeal B. , 2009).

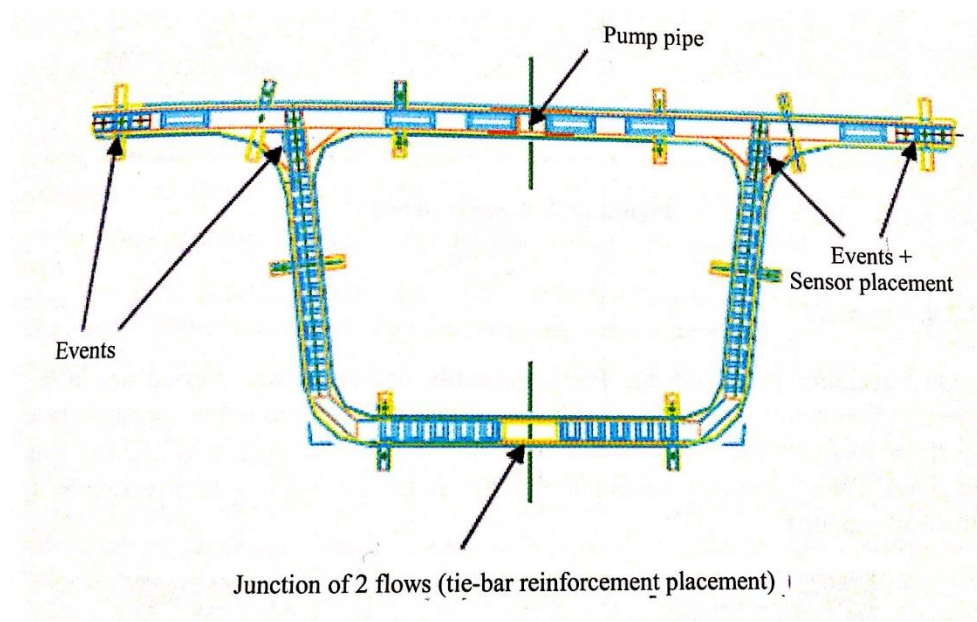


Figure 2-7 Coupe transversale du caisson (Toutlemonde & Resplendido, 2009)

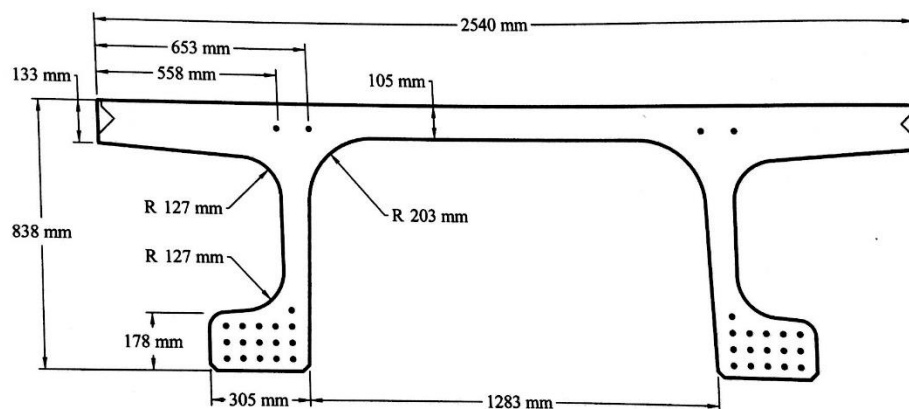


Figure 2-8 Coupe transversale d'une poutre en π (Toutlemonde & Resplendido, 2009)

De plus, il est possible d'accroître la performance des piles de ponts soumises à des charges sismiques en appliquant du BFUP sur une hauteur donnée à partir de la semelle. Ceci fut étudié à Polytechnique Montréal par plusieurs étudiants sous la direction de Bruno Massicotte. Le mémoire de Guillaume Boucher-Proulx étudie en outre la possibilité d'appliquer le BFUP sur la section extérieure du diamètre de la pile enrobant ainsi les armatures (figure 2-9). Cette recherche a pour but d'améliorer le comportement des piles de ponts existantes dont le chevauchement des barres verticales se situe à la base de la culée, ce qui n'est pas suffisant en termes de résistance sismique (Boucher-Proulx, 2008).

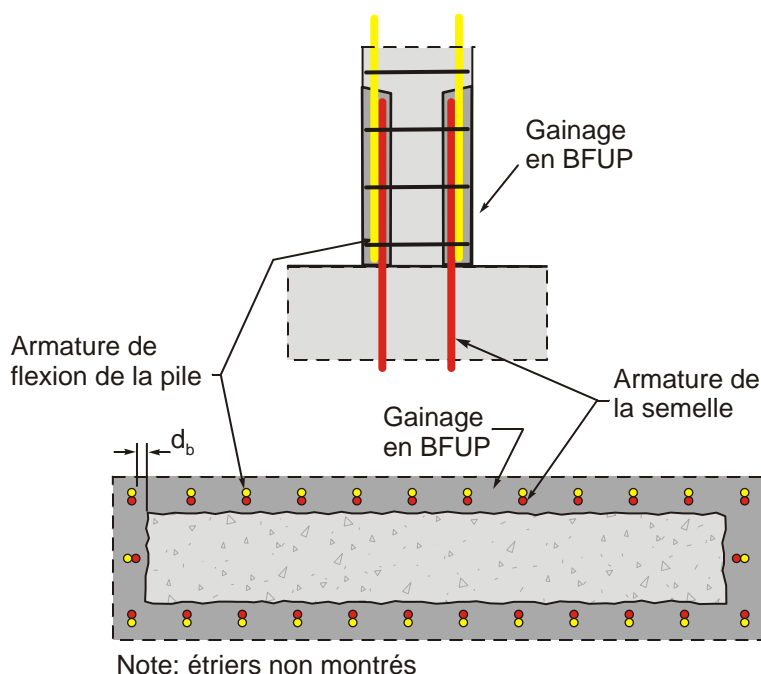


Figure 2-9 Schéma de la réparation (Massicotte et al., 2014)

D'autres applications telles que les parapets, les culées de fondations ainsi que les canalisations sont aussi possibles avec le BFUP. Il sera donc intéressant de continuer à suivre l'évolution de ce matériau.

2.7 Jonction de dalles préfabriquées avec du BFUP

Lors de l'utilisation de dalles préfabriquées, on retrouve deux types de connexions selon les configurations de dalles préfabriquées : entre les poutres et au-dessus des poutres. Dans le premier cas, les jonctions transversales ou longitudinales des dalles entre les poutres occasionne des

moments positifs dans les joints. Cette condition a été traitée par Faggio (2014). Il arrive également que la jonction des dalles se fasse au-dessus des poutres, le plus fréquemment au droit des poutres longitudinales. Bien que ce dernier arrangement soit celui à l'étude dans ce projet, ce chapitre traitera donc de toutes ces dispositions.

2.7.1 Joint dalle-dalle

La connexion entre deux dalles préfabriquées a été expérimentée depuis plusieurs années sous différentes formes et avec des matériaux autres que le BFUP mais celle-ci montre parfois des comportements inadéquats. Par exemple, selon un article publié dans le *Concrete International* (Badie & Tadros, 2009), plusieurs ponts faits avec des dalles préfabriquées et possédant des joints constitués de coulis ont dû être réparés peu de temps après leur mise en service. La forme des joints était la cause de cette détérioration prématurée puisque la fissuration sur le joint droit pouvait se propager sans restriction. Elles ont été remplacées par les formes typiques montrées à la figure 2-10. Ces joints transversaux ont une clé de cisaillement permettant de mieux transférer les efforts de cisaillement le long du joint, ce qui mène à une diminution de la fissuration et de l'infiltration d'eau le long de l'interface. Les changements ont donc été un franc succès.

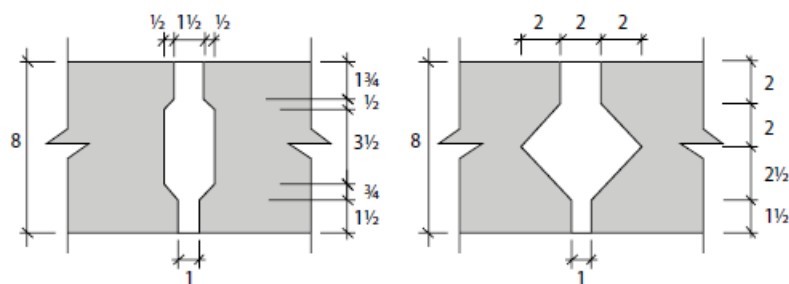


Figure 2-10 Forme de joint transversal avec clés de cisaillement (unités en pouce) (Badie & Tadros, 2009)

Une autre forme de joint intéressante pour sa résistance au cisaillement est remplie d'un type de béton est illustrée sur la figure 2-11. Ce joint, développé en Suisse (Harryson, 2001), présente deux clés de cisaillement se rapprochant du joint de droite présentée à la figure 2-10. La partie inférieure de ce joint est faite d'une ouverture plus étroite, ce qui inhibe davantage la propagation de la fissure à l'interface. Le résultat suite au chargement ultime obtenu est concluant.

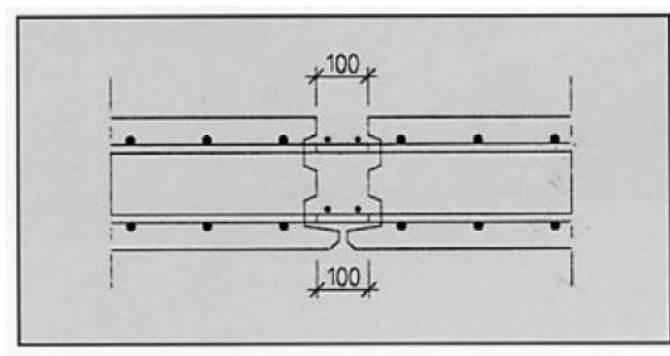


Figure 2-11 Joint transversal avec deux clés de cisaillement (Harryson, 2001)

Une étude réalisée au Canada utilise des dalles préfabriquées en BFHP ainsi que du BFUP pour les joints impliquant essentiellement des barres en fibres de verre. L'un des joints développé est en forme de zigzag sur le dessus de la dalle (figure 2-12 c), ce qui a pour effet d'épouser le prolongement des barres d'armature. De plus, la section transversale de ce joint (S5) correspond à celles des spécimens S3 et S4. Encore une fois, les profils des autres joints transversaux (figure 2-12 a) et b)) sont semblables aux dernières études, c'est-à-dire constitués d'une clé de cisaillement. Le spécimen 6 contrairement aux S3 et S4 possède une ouverture restreinte dans le bas. Ces spécimens ont tous un ferrailage composé de barres 20M et sont espacées de 100 mm centre-à-centre.

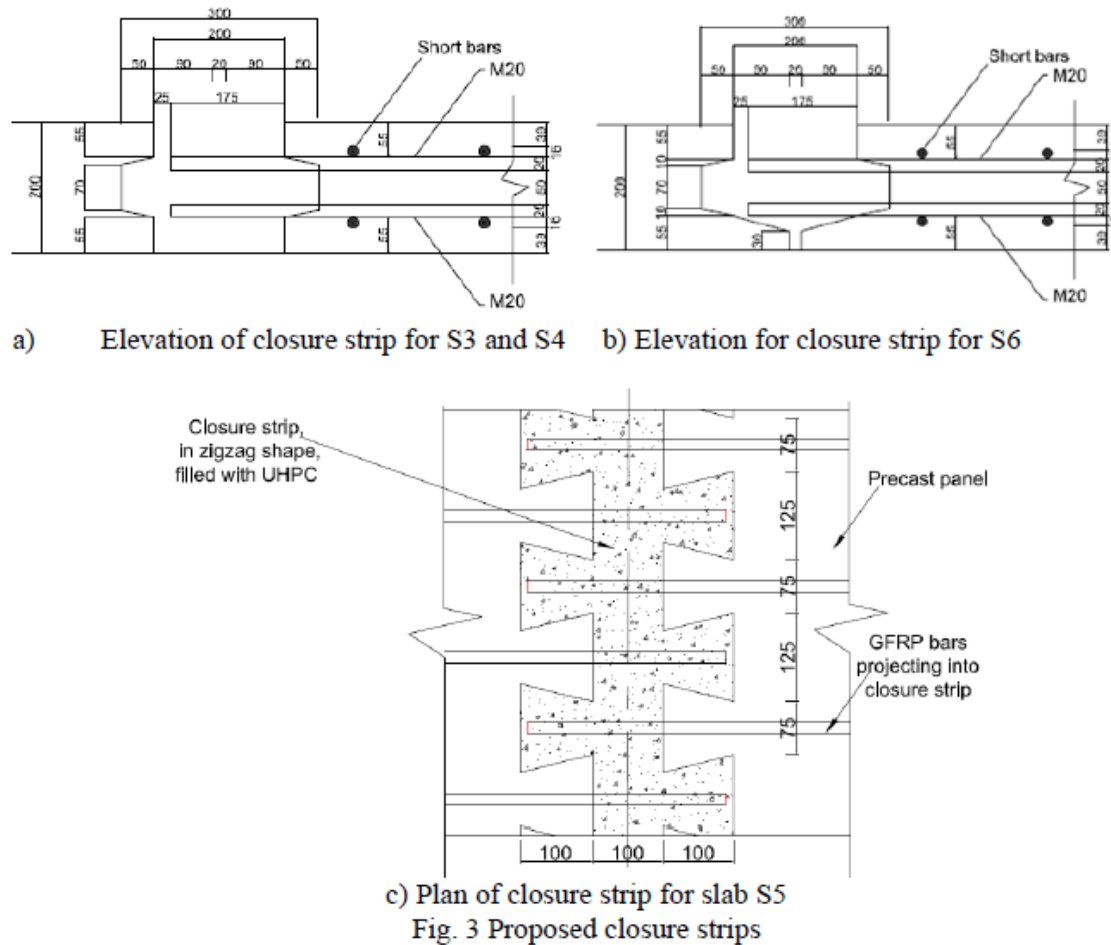
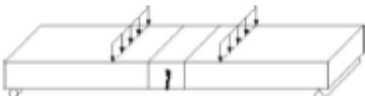
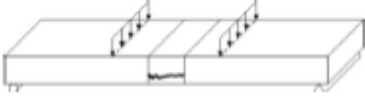



Figure 2-12 Sections transversales et en élévation des différents spécimens (Sayed-Ahmed & Sennah, 2014)

Deux types de chargements ont été appliqués aux spécimens, soit une charge centrée au niveau du joint et une charge excentrée créant une sollicitation en flexion et en cisaillement. Les résultats de la charge ultime présentés au tableau 2-2 démontrent que le joint le plus performant est celui en forme de zigzag (S5). Effectivement, il y a un gain de 10 kN lors de l'utilisation du joint en zigzag (S5) comparativement à celui avec clé de cisaillement seulement (S4). De plus durant les essais, le spécimen dont le joint se referme dans le bas (S6) subit une rupture en flexion malgré l'excentricité de la charge.

L'impact de la longueur de chevauchement des barres d'armatures au cœur d'un joint en BFUP fût expérimenté par Hoonhee Hwang et Sung Yong Park (2014). Leur programme fait varier deux aspects, soit la longueur de chevauchement et la largeur du joint. Le tableau 2-4 présente les résultats obtenus suite au chargement statique des spécimens jusqu'à la rupture. Le nom donné aux spécimens représente la longueur de chevauchement suivie de la largeur du joint. Le spécimen UB 50/250, par exemple, possède un chevauchement de 50 millimètres et un joint de 250 millimètres de largeur. Le spécimen UB 0/250, cependant, est constitué de barres de pleines longueurs. Il est à noter qu'il n'y a aucun espacement entre les barres chevauchées.

Tableau 2-3 Résultats d'un chargement statique sur un joint en BFUP (Hwang & Park, 2014)

Specimen	Ultimate load (kN)	Deflection at ultimate load (mm)	Failure mode	Shape of failure mode
UB 0/250	269.1	63.6	3	 (a) Mode 1
UB 50/250	193.4	10.3	1	
UB 100/150	212.4	11.7	2	 (b) Mode 2
UB 100/200	234.8	13.8	1	
UB 100/250	244.9	13.0	1	 (c) Mode 3
UB 150/250	262.3	28.6	3	
UB 200/250	246.7	41.5	3	

Le troisième mode de rupture présente des fissures au joint froid entre la dalle et le joint. Cette séparation se produit lorsque la longueur de chevauchement est suffisante; dans le cas contraire, le premier mode apparaîtra. Finalement, le second mode qui consiste en une rupture transversale au niveau du lit inférieur dans le joint révèle une largeur insuffisante (Hwang & Park, 2014).

Le chercheur Benjamin Graybeal de la Federal Highway Administration des États-Unis s'est penché en profondeur sur le comportement des joints de béton à ultra-haute performance. Le spécimen illustré sur la figure 2-13 (Graybeal B. , 2011) fut soumis à des charges cycliques aillant

les qualificatif d'une roue de camion et situées du côté droit du joint. Le premier cycle de chargement est de 95 kN à une fréquence de 5 Hz et dure 10 millions de cycles. Par la suite, la charge maximale est augmentée graduellement afin d'observer la distribution des fissurations. De plus, une mince couche d'eau au niveau du joint fut présente tout au long de l'essai. La perméabilité du joint n'est pas assurée selon les résultats obtenus par cette recherche, toutefois le comportement structural est acceptable.

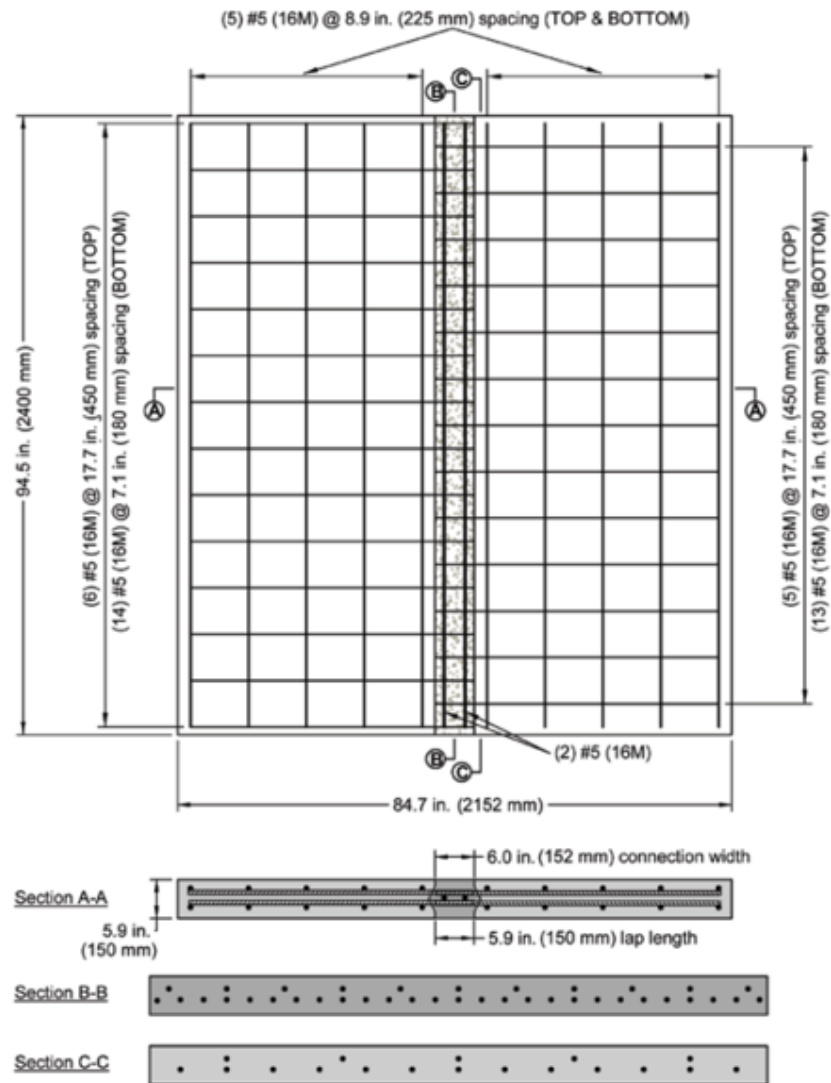


Figure 2-13 Joint longitudinal en BFUP (Graybeal B. , 2011)

À l'École Polytechnique Montréal, la question de l'assemblage des dalles préfabriquées à l'aide de BFUP est aussi étudiée sous la direction de Bruno Massicotte et de Jean-Philippe Charron. Un résumé des recherches faites par Léa Faggio sera présenté ci-dessous.

Les travaux de Léa Faggio portent entre autres sur la résistance en fatigue d'un joint transversal possédant des parois droites de dalles en BFHP. Quatre spécimens ont été testés d'abord sous une sollicitation cyclique et, par la suite, de façon statique jusqu'à la rupture du spécimen. Ce programme expérimental considère deux variables : la présence ou non d'un joint au milieu de la dalle et une épaisseur de dalle égale à 150 ou 200 mm. Seuls les résultats des spécimens de 200 mm d'épaisseur seront résumés, puisque ceux de 150 mm présentent un comportement équivalent. De plus, une épaisseur de 200 mm sera utilisée dans cette recherche.

Tel que montré sur la figure 2-14, la charge possède deux points d'application et le tout est relié au vérin. Premièrement, l'amplitude du chargement du vérin est de 45 kN à une vitesse de 4 Hz durant un million de cycles. Le moment au centre de la dalle oscille donc de 22,5 kN-m/m. Suite à ce chargement, la dalle a subi de faible déformation. Enfin, le spécimen fût amené à la rupture ou jusqu'à l'atteinte d'une ouverture de fissure de plus de 8 mm. La jonction entre la dalle en BFHP et le joint en BFUP crée un plan de faiblesse où la fissuration peut se propager sans restriction, autre que les barres d'armatures (figure 2-14). Deuxièmement, le spécimen a atteint, sous une sollicitation statique, un moment de 105 kN-m/m avant la fin de l'essai soit une ouverture du joint de 8 mm. Dans le cas de la dalle de référence en BFHP sans joint, le moment capté sous les mêmes conditions est de 128 kN-m/m.

Malgré la perte de résistance due à la présence d'un joint froid, le BFUP au sein de la dalle procure une ductilité supplémentaire. Contrairement à ce projet, le joint étudié dans ce mémoire se situe au-dessus d'une poutre longitudinale d'un pont.



Figure 2-14 : Fissuration du spécimen de Léa Faggio (Faggio, 2014)

2.7.2 Joint dalles-poutre

Lorsque des dalles préfabriquées sont utilisées, celles-ci croisent à un endroit ou un autre les poutres du pont. Dans le cas où la poutre est située au milieu du panneau, la connexion se fait à l'aide de niches. Les niches sont des ouvertures au-dessus de la poutre permettant la coulée du BFUP qui se propage par la suite le long d'un passage prévu afin de compléter la connexion poutre-dalle. Les orifices rectangulaires présents sur la dalle illustrée sur la figure 2-15a sont des cheminées et la photographie de la figure 2-15b montre le chemin emprunté par le BFUP.

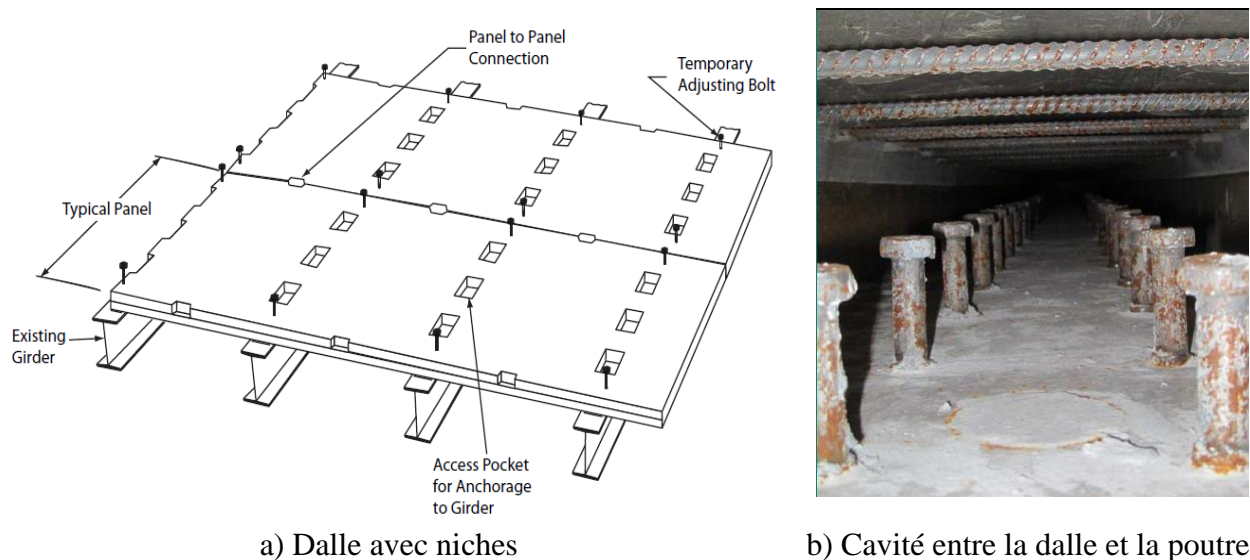


Figure 2-15 : Disposition des panneaux de dalle avec cheminées (Badie & Tadros, 2009) et connexion interne avec une poutre en acier (Graybeal B. , 2012)

Badie & Tadros (2009) recommandent que la connexion interne des poutres en béton se fasse sur une longueur finie où les barres de renforcement sont ancrées dans la poutre et se prolongent à l'intérieur de la dalle. Ce détail représenté sur la figure 2-16 ne s'applique qu'aux poutres en béton; autrement dit, la connexion entre la dalle et les goujons d'une poutre en acier se fait intégralement tout le long de cette poutre. Cette liaison particulière n'est cependant reprise dans aucune autre étude.

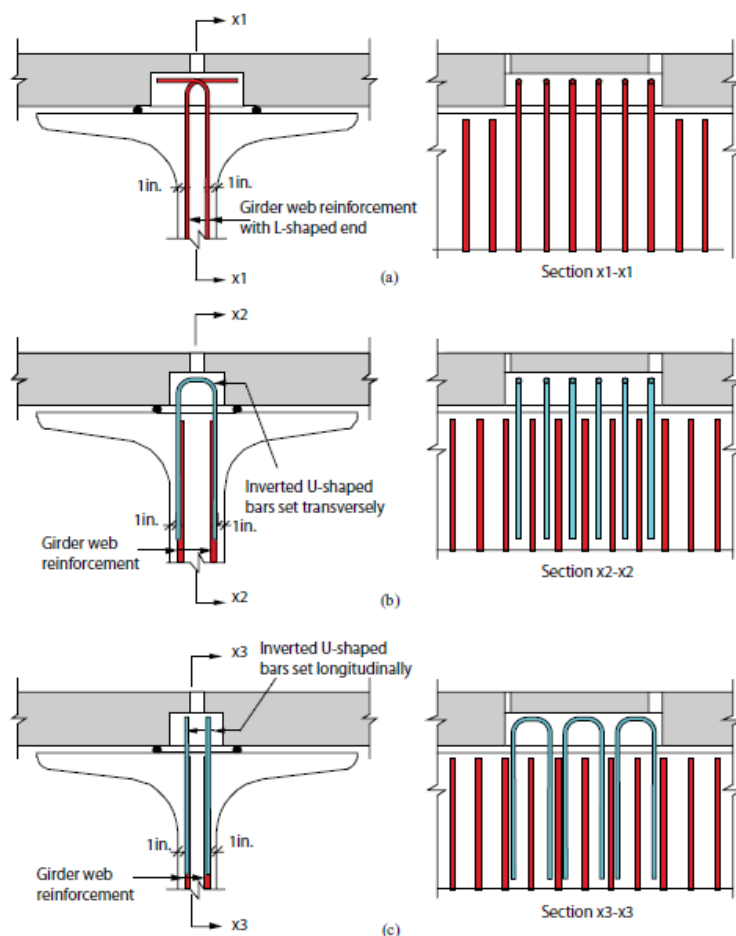


Figure 2-16 : Connexion interne entre une dalle préfabriquée et une poutre en béton (Badie & Tadros, 2009)

Il est aussi possible de faire passer la poutre entre deux dalles préfabriquées. Cette situation fût étudiée et mise en œuvre de nombreuses fois. Par exemple selon une recherche fait par Aaleti et al. (2011), des essais cycliques ont été effectués sur un spécimen comprenant les trois types de joints couverts dans ce chapitre afin d'obtenir une appréciation globale du système. Le prototype est constitué de deux panneaux de 2,44 mètres (8ft) par 2,97 mètres (9ft 9in) et possède deux poutres préfabriquées avec de la précontrainte (figure 2-19). Les joints transversaux et longitudinaux à la poutre ont des parois droites et l'armature utilisée à un diamètre de 19 mm. Le chargement représentant une roue de camion est appliqué à deux emplacements différents. Le premier chargement teste la résistance du joint transversal à la fatigue et à la rupture (position actuelle du vérin) tandis que le deuxième, soumis au même spécimen, est appliqué au centre du panneau UWP1. Le nombre de cycles administrés en fatigue est de 1 million à une fréquence de 2 Hz. Le comportement du système fût satisfaisant en se basant sur le patron de fissuration et la résistance maximale du joint transversal.

Bien qu'il ne s'agisse pas du but principal de cette recherche, le programme expérimental ne représente pas bien la sollicitation subie par un joint longitudinal au droit d'une poutre. En effet la charge n'étant pas appliquée de part et d'autre de la poutre, le moment négatif présent à cet endroit est trop faible.

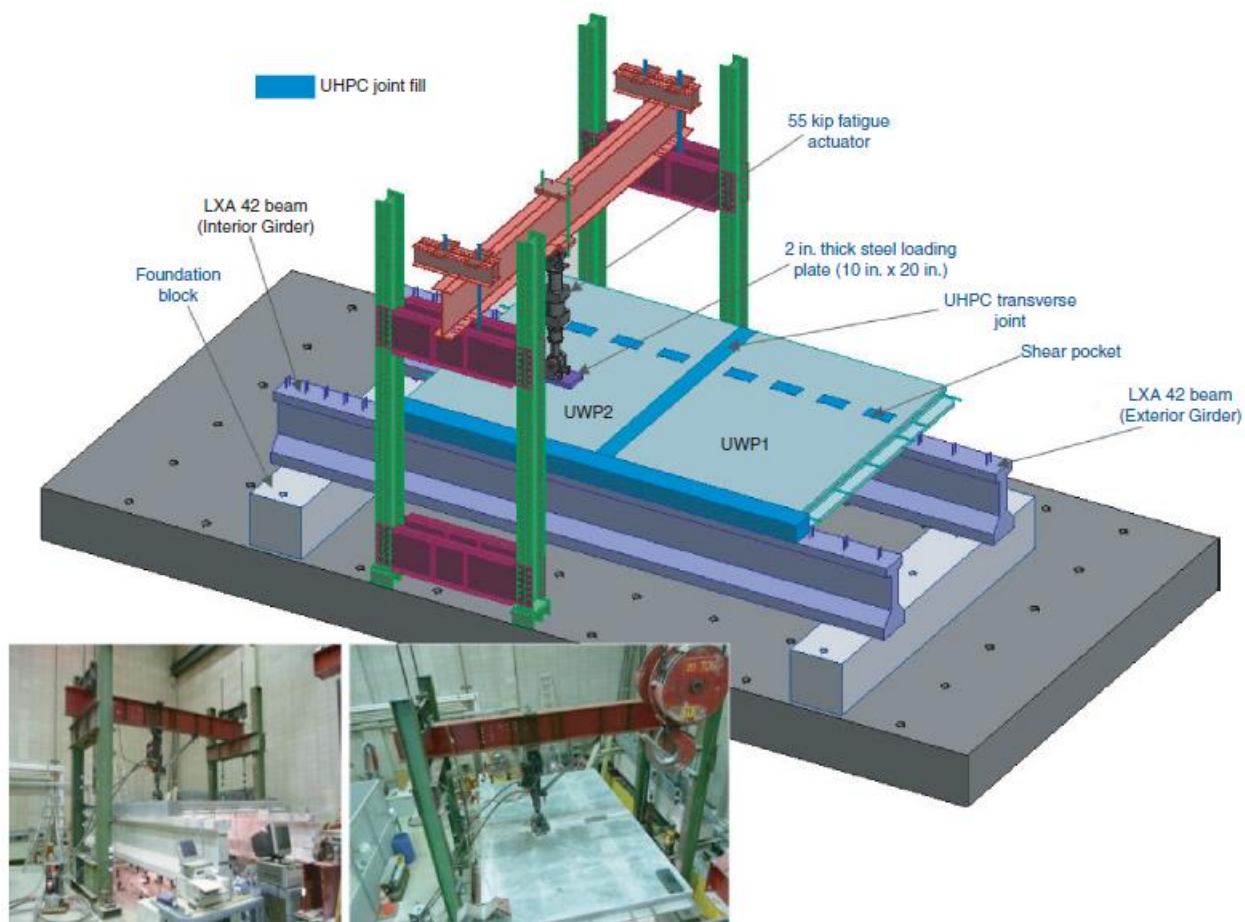


Figure 2-17 Montage du programme expérimental comportant trois (3) joints différents (Aaleti, Sriharan, Bierwagen, & J. Wipf, 2011)

Les ponts jumeaux traversant la rivière Mackenzie à Thunder Bay en Ontario ont été conçus avec des dalles préfabriquées en 2011. L'assemblage avec les poutres a été faite à l'aide de cheminées ponctuelles au niveau des connecteurs de cisailment. Ce type de cheminée ne se poursuit pas le long de la poutre comme celles mentionnées précédemment. Le plan de la figure 2-18 représente la disposition à l'intérieur de la connexion qui est semblable à celles des joints longitudinaux.

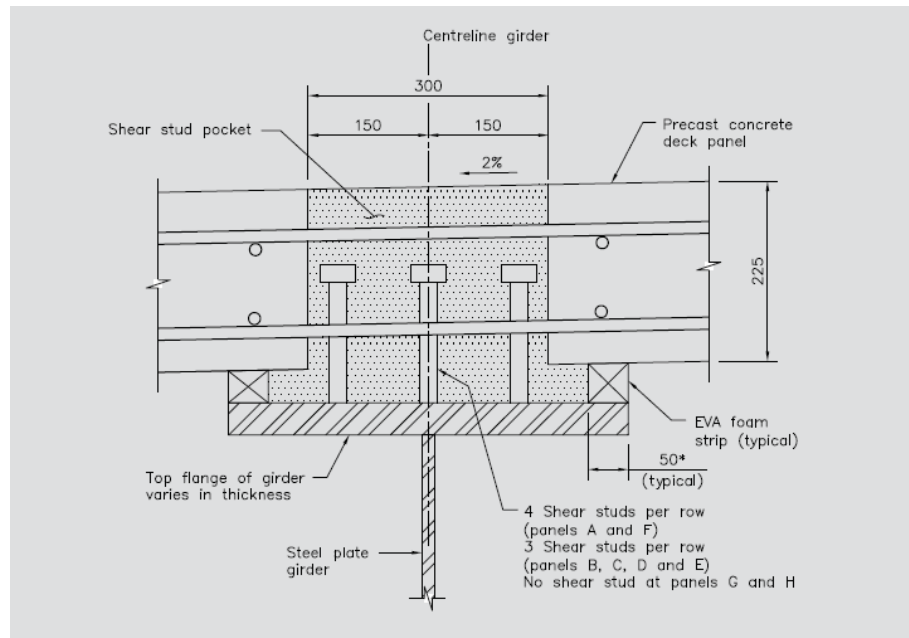


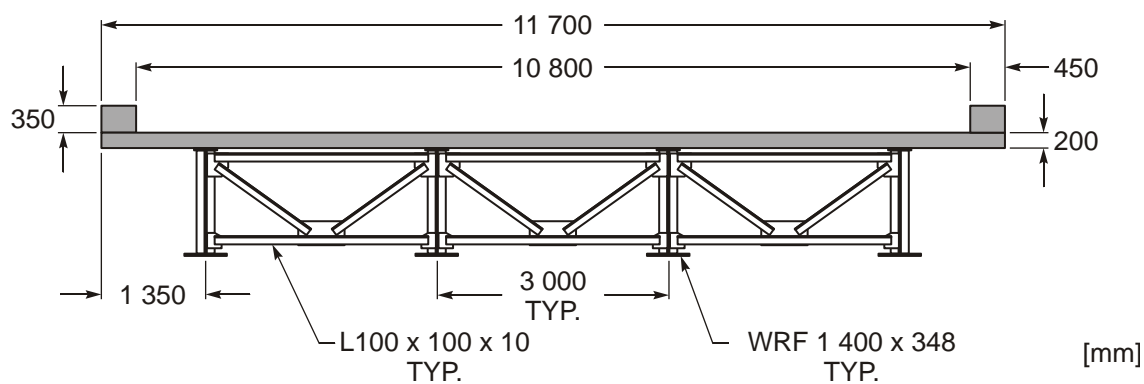
Figure 2-18 Détail de la connexion avec une poutre sur les ponts jumeaux de la rivière Mackenzie
(Perry, Krisciunas, & Stofko, 2014)

CHAPITRE 3 DÉTERMINATION DES MOMENTS DE LA DALLE

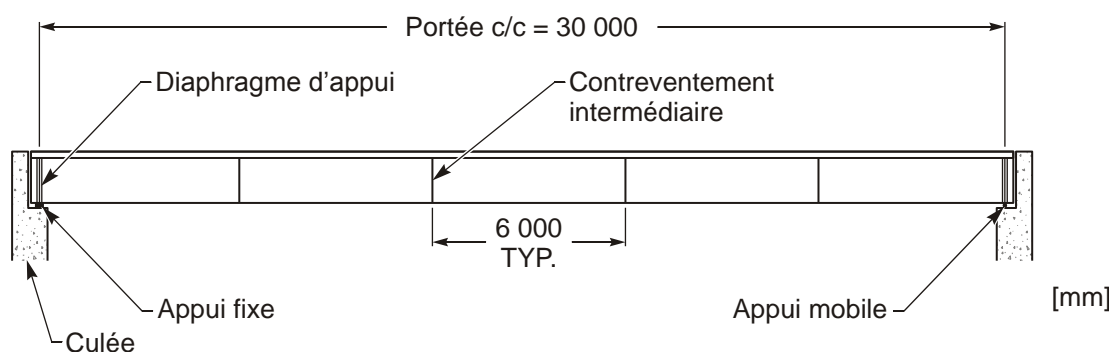
Avant de procéder à la conception de la connexion entre les dalles préfabriquées, les efforts induits dans les dalles de pont par le passage de camions doivent être déterminés. Pour ce faire, un pont typique dalle mixte sur poutres est choisi. Afin de considérer le plus de possibilités, deux variétés de poutres seront considérées, soit des poutres d'acier assemblées en I et des poutres préfabriquées précontraintes NEBT. Les efforts seront calculés avec la méthode simplifiée ainsi qu'à l'aide d'une modélisation avec le logiciel CSI bridge. Ce chapitre permettra donc de confirmer les résultats obtenus lors d'une étude antérieure avec SAP90 pour une configuration de pont sur poutre en acier. De plus, une comparaison entre un pont sur poutres en acier versus un pont sur poutres en béton sera effectuée et le cas le plus critique sera retenu lors des essais en fatigue.

3.1 Pont type

Les caractéristiques du pont utilisé pour le calcul des efforts sont basées sur le pont typique considéré par Kathleen Moffatt dans son mémoire (Moffatt, 2001). Il est à noter que les études sur les dalles faites par Léa Faggio (Faggio, 2014), Frédéric Lachance (Lachance, 2015) et Sébastien Verger-Leboeuf (Verger-Leboeuf, 2015) sont basées sur les résultats développés par Moffatt. Ce pont modèle possède 3 voies carrossables d'une largeur de 3,6 m et repose sur 4 poutres en acier espacées de 3,0 m. La dalle est faite de béton armé et présente une épaisseur de 200 mm. Les dimensions sont indiquées sur la figure 3-1 selon une coupe transversale et longitudinale.



Coupe Transversale



Vue Longitudinale

Figure 3-1 : Pont modèle (Moffatt, 2001)

Le premier modèle utilisera les mêmes poutres en I que l'étude de Moffatt, ce qui permettra de constater les différences entre SAP90 (réalisées par Moffatt) et CSI Bridge. La poutre en I WRF 1400x348 est constituée de trois plaques soudées entre elles. Cette poutre possède une aile supérieure de 300 mm, soit la largeur la plus étroite possible pour une poutre en I afin de pouvoir disposer deux rangées de goudjons. À cet égard, lors de la conception du joint au-dessus de la poutre, la largeur du joint devra être inférieure à celle de l'aile supérieure. En effet, les dalles préfabriquées doivent être appuyées de part et d'autre du joint ce qui ajoute une contrainte supplémentaire. Quant à elle, la largeur de l'aile supérieure de la poutre NEBT 1600 n'impose aucune restriction, la largeur disponible étant de 1200 mm.

Ensuite, des poutres de type NEBT sont employées afin de confirmer l'applicabilité du joint longitudinal au droit d'une poutre en béton. Le choix de cette poutre est basé sur le chapitre 8.3 du Manuel de conception des structures du MTQ (Ministère du Transport du Québec, 2014) plus précisément sur les figures 8.3-6 à 8.3-10. Chaque figure est associée à une poutre NEBT différente soit NEBT 1000, 1200, 1400, 1600 et 1800 respectivement. Le graphique montré sur ces figures permet de déterminer le nombre de torons de 15,2 millimètres de diamètre nécessaires au sein de la section dépendamment de la portée et de l'espace entre les poutres. Puisque le pont typique décrit précédemment possède une portée de 30 mètres et un espacement entre les poutres de trois (3) mètres, les poutres NEBT 1600 et 1800 sont les seules sections permettant cette configuration. La poutre détenant les plus petites dimensions est choisie, c'est-à-dire la NEBT 1600. La figure 3-2 représente ce dit graphique.

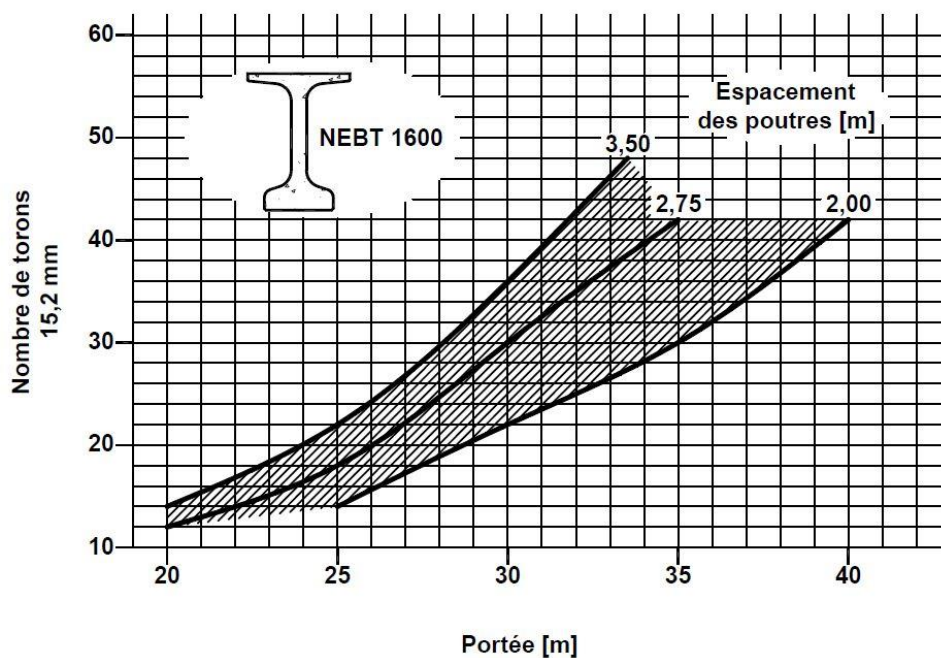


Figure 3-2 : Quantité de précontrainte pour la poutre NEBT 1600 (Ministère du Transport du Québec, 2014)

Suite à la lecture de la figure 3.2 pour une portée de 30 mètres, la poutre NEBT 1600 devrait contenir 32 torons de 15,2 mm de diamètre. Huit de ces torons sont inclinés à partir du centre de la poutre d'une distance égale à 10% de la longueur totale. En conservant un dégagement de 70 mm

par rapport au-dessus de la poutre, les torons ont donc une inclinaison de $7,3^\circ$. Les propriétés des torons sont :

- aire d'un toron $A_{ps} = 140 \text{ mm}^2$;
- résistance ultime $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$;
- mise en tension $0,75 f_{pu} = 1395 \text{ MPa}$;
- aire totale des 24 torons droits = 3360 mm^2 ;
- aire totale des 8 torons inclinés = 1120 mm^2 .

Ainsi, les deux types de poutres utilisées lors du calcul des efforts subis par la dalle sont illustrés et décrits ci-dessous.

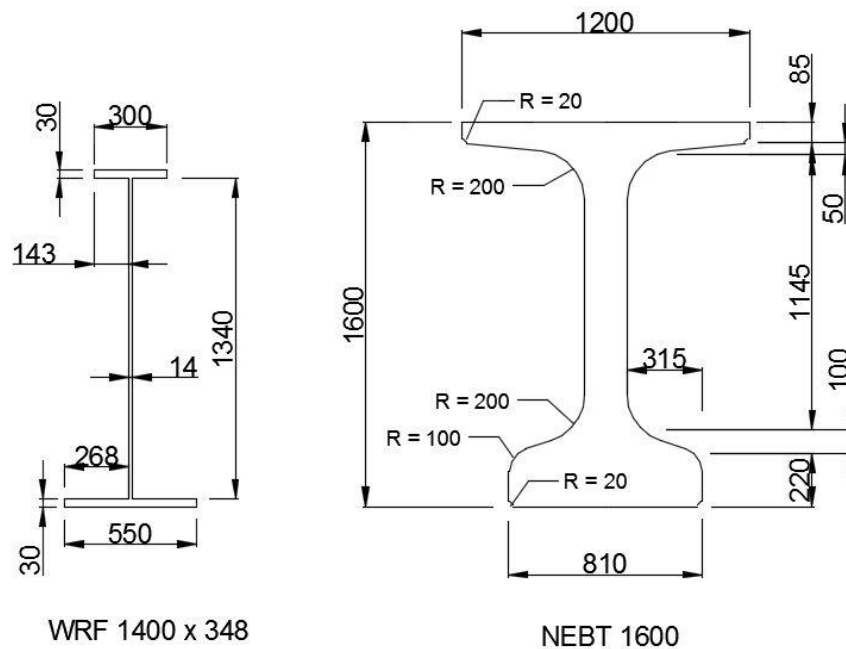


Figure 3-3 : Profilés des poutres d'acier en I et de béton NEBT 1600

Tableau 3-1 : Descriptions des deux poutres utilisées dans l'analyse du pont

Type	Masse linéaire	Aire	Moment d'inertie	Matériau
	kg/m	mm ² x 10 ³	mm ⁴ x 10 ⁹	
WRF 1400 x 348	348	44,26	14,18	Acier : 350 MPa
NEBT 1600	1471	589	204,8	Béton : 50 MPa

3.2 Méthode simplifiée

Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6-14 (CSA, 2014) propose à l'article 5.7.1.2 un calcul simplifié afin de déterminer les moments transversaux d'une dalle en béton sur poutres longitudinales. Ce calcul indique l'intensité maximale des moments transversaux positifs et négatifs que subit la dalle. Le moment transversal en service par mètre de dalle, négatif au droit des poutres intérieures et positif entre les poutres, s'estime comme suit :

$$M_t = \pm (1 + FAD) F_M \left(\frac{P(S_e + 0.6)}{10} \right) \quad (3.1)$$

où : - FAD = Coefficient de majoration dynamique = 0,4

- F_M = Facteur de modification lorsqu'il y a trois poutres longitudinales ou plus = 0,8
- P = Charge de roue maximale du camion CL-625 = 87,5 kN
- S_e = Portée transversale nette entre les poutres = 3,0 m pour les poutres d'acier

En appliquant l'équation 3.1, le moment flexionnel transversal pour les zones situées à plus de un (1) mètre des appuis simples de poutres est de 35,3 kN-m/m. Pour les efforts se trouvant à moins de 1,0 m de l'extrémité libre d'une travée, le moment transversal de l'équation précédente doit être

doublé, ce qui donne un moment de 70,6 kN-m/m. Cette augmentation permet de tenir compte de la discontinuité à l'extrémité des dalles.

Afin de déterminer l'armature requise pour résister aux moments longitudinaux dans les dalles, le moment longitudinal positif doit être égal à une fraction du moment transversal soit de $120 / (S_e^{0.5})$ %, sans toutefois dépasser 67%. Pour un espacement des poutres de 3,0 m, le moment longitudinal positif est égal à 69% du moment transversal alors la fraction du moment est prise à 67%, soit 24,5 kN-m/m.

3.3 Modélisation

Dans le but d'obtenir une distribution plus précise des moments subis par la dalle, une modélisation en trois dimensions est effectuée à l'aide du logiciel CSI Bridge. Le modèle de pont utilisé se rapproche de celui illustré sur la figure 3-1, mais comporte toutefois certaines modifications :

1. Le poids supplémentaire à l'extrémité du porte-à-faux engendré par le parapet est négligé. Selon les études faites par Kathleen Moffatt (Moffatt, 2001), la présence du parapet lors du calcul des efforts transversaux réduit ces derniers de 15%. Il est donc plus conservateur de ne plus en tenir compte.
2. La largeur carrossable du pont a été augmentée à 11,4 m. Ceci procure une distance de 1,2 m entre l'axe central de la poutre extérieure et la rive du tablier modélisé sur CSI Bridge. Ce léger élargissement de la voie carrossable engendra un maillage régulier permettant de faire concorder la dimension des éléments finis avec les points d'intérêts soit les moments transversaux au droit des poutres et entre celles-ci.
3. Les diaphragmes entre les poutres tel que montré sur la coupe transversale de la figure 3-1 sont négligés. Toutefois afin d'éviter le déversement des poutres, des diaphragmes rigide ont été modélisés aux extrémités.

La figure 3-4 et la figure 3-5 présentent la coupe transversale indiquant le centre des voies de circulation et la vue en plan de l'ouvrage. Les résultats seront présentés selon cette configuration.

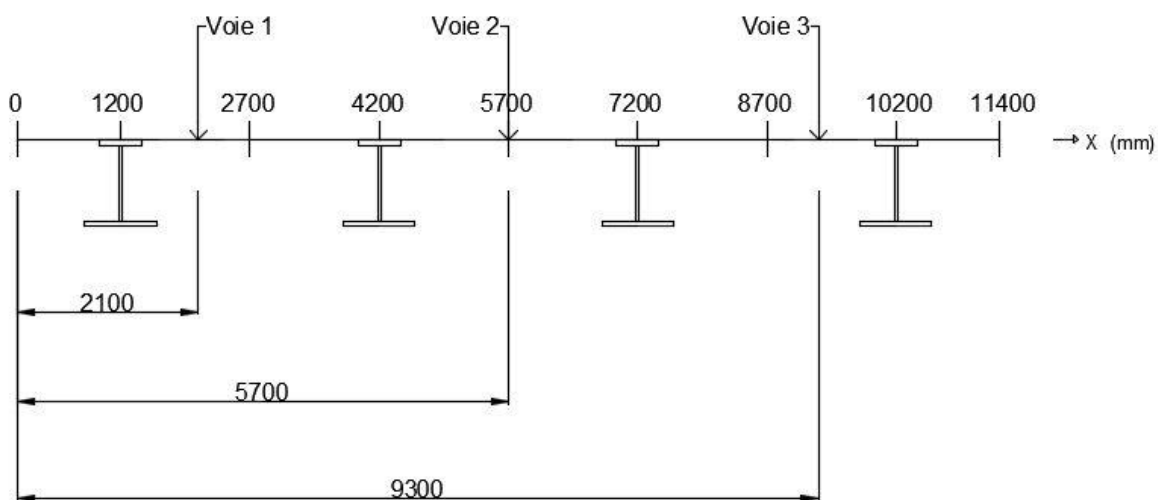


Figure 3-4 : Coupe transversale du pont modélisé sur CSI Bridge

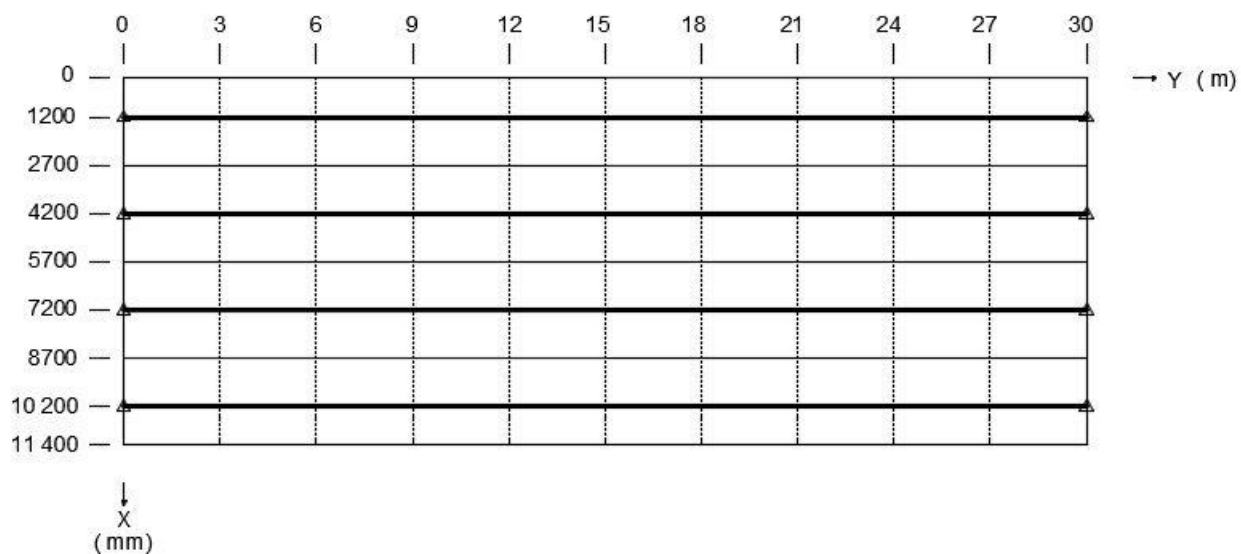


Figure 3-5 : Vue en plan du pont modélisé sur CSI Bridge

Deux ouvrages ont été analysés, soit avec des poutres de type I et NEBT tel que mentionné précédemment. Mis à part la configuration du pont, plusieurs autres composantes des modèles sont partagées. En voici la liste.

1. Le camion type CL-625 est appliqué comme charge vive sur le pont.
2. Les propriétés structurales de la dalle sont les mêmes, c'est-à-dire du béton 30 MPa et une épaisseur de 200 mm.
3. Les conditions d'appuis de la section de pont modélisée sont constituées d'un appui simple et d'un rouleau permettant ainsi la rotation longitudinale.
4. Le coefficient de majoration dynamique est tenu en compte lors d'une analyse impliquant une charge vive de type camion dans le logiciel CSI Bridge (CSI computers & structures inc., 2011, pp. 3-17). Ce facteur est de 1,3 dû à la présence des essieux 125 kN du camion conformément au code CSA S6-14.

Outre ces points communs, les poutres des deux modèles devaient être constituées d'éléments finis de type coque « Shell » afin de pouvoir représenter correctement l'effet de la largeur de l'aile supérieure de la poutre sur la distribution des moments dans la dalle. Trois choix d'éléments sont possibles dans le logiciel pour une poutre profilée en acier : poutre, coque et mixte. L'élément poutre est uniaxial et applique les propriétés de la poutre à sa rigidité et à sa masse. Quant à l'élément coque, il évalue les trois dimensions d'une section plane contenant une faible épaisseur par rapport aux autres dimensions; ainsi, la déformation au niveau de la mi-épaisseur peut être considérée comme nulle. Cette hypothèse permet la simplification des calculs en diminuant le nombre de degrés de liberté, soit trois (3) déplacements et deux (2) rotations. Finalement, le choix d'éléments mixtes au sein d'une poutre en I combine un élément coque pour l'âme et des éléments poutres pour les ailes.

Lorsque l'aile supérieure est modélisée par des éléments poutres, les moments négatifs transversaux au droit de la poutre sont considérablement augmentés. La poutre est alors modélisée comme un appui singulier, c'est-à-dire sans tenir compte de la largeur de l'aile supérieure. Une modélisation faite avec des éléments coques recrée complètement l'aile supérieure permettant ainsi l'appui de la dalle sur toute sa largeur. La figure 3-6 illustre la variation non négligeable des moments négatifs (au droit des poutres) apportée par le type d'élément choisi. La modélisation des éléments mixtes n'est pas présentée car elle présente les mêmes résultats que le type poutre. Il est

à noter que la distribution des moments est présentée jusqu'à la moitié de la largeur carrossable du pont (5700 mm) puisque les valeurs sont symétriques.

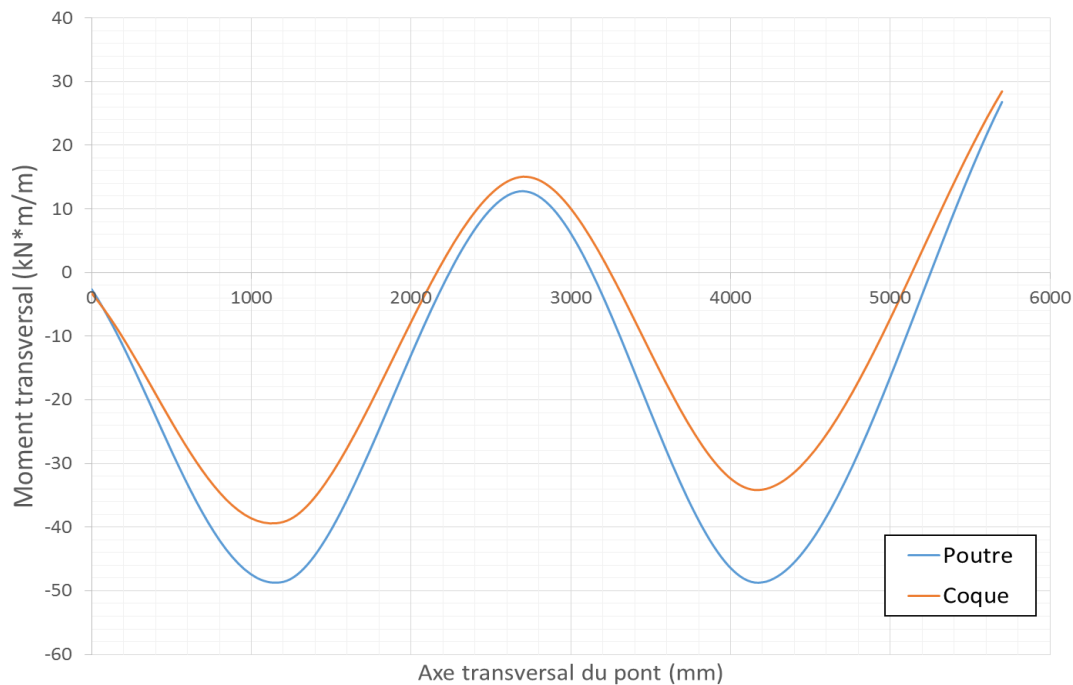


Figure 3-6 : Comparaison des moments transversaux entre des éléments d'une poutre de type poutre et coque

Puisqu'une surestimation du moment négatif est induite par le type poutre, le choix des éléments lors des modélisations est le type coque. Ce phénomène est aussi présent pour les poutres en béton de type NEBT et la démarche entreprise lors de la modélisation sera présentée à la section 3.3.2.

3.3.1 Modèle avec poutres en acier

3.3.1.1 Méthodologie

Lors de la modélisation du pont typique sur poutre en acier WRF 1400×348, aucune modification particulière n'a été apportée puisque tous les choix ont été mentionnés et justifiés précédemment. La figure 3-7 illustre le pont sur CSI Bridge avec ses trois voies de circulation.

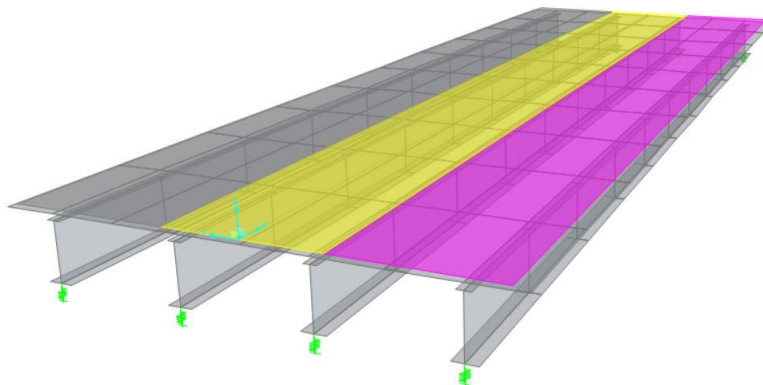


Figure 3-7 : Modèle de pont sur poutres en acier sur CSI Bridge

3.3.1.2 Résultats

Le logiciel CSI Bridge calcule les efforts reliés au passage des camions selon deux directions et en alternant le nombre de voies chargées. Un facteur de réduction relié au nombre de voies chargées a été appliqué conformément à l'article 3.8.4.2 du code canadien des ponts routiers. Suite à cette analyse, CSI Bridge fait ressortir les valeurs extrêmes tels que les moments maximaux et minimaux. Malheureusement, le logiciel ne permet pas l'association de l'effort à la position et au nombre de camions chargés durant l'analyse.

Dans le cadre de cette recherche, les moments transversaux négatifs et positifs dans la dalle au niveau des poutres sont recherchés. Bien que les moments négatifs soient les plus grands, des moments positifs non négligeables sont aussi générés au droit des poutres dépendamment du positionnement des camions. Ces valeurs permettront d'évaluer le chargement cyclique représentatif du passage des camions sur le pont lors des essais expérimentaux. Les résultats des

moments générés dans la dalle sont présentés ci-dessous à l'aide de trois tableaux synthèses : les moments négatifs transversaux, les moments positifs longitudinaux et les moments positifs transversaux au droit des poutres.

Tableau 3-2 : Moments négatifs transversaux pour le tablier avec poutres en acier (kN-m/m)

Position transversale (m)	Position longitudinale (m)					
	0	3	6	9	12	15
0	-0,7	-3,3	-2,7	-2,4	-2,1	-2,0
1.2	-78,0	-39,2	-35,4	-34,7	-34,1	-33,8
2.7	26,4	15,0	17,2	18,7	19,4	19,5
4.2	-68,8	-34,1	-31,4	-31,8	-31,7	-31,5
5.7	55,8	28,4	32,1	35,8	37,9	38,3

Tableau 3-3 : Moments longitudinaux positifs pour le tablier avec poutres en acier

Position longitudinale (m)	Moment longitudinal (kN-m/m)
0	1,1
3	21,2
6	22,3
9	23,4
12	24,3
15	24,6

Tableau 3-4 : Moments transversaux positifs dans l'axe des poutres d'acier (kN-m/m)

Position longitudinale	0 m	3 m	6 m	9 m	12 m	15 m
Poutre de rive	11,7	11,6	10,8	8,9	7,3	5,9
Poutre intérieure	8,9	20,1	23,8	26,7	28,1	28,3

3.3.2 Modèle avec poutres préfabriquées NEBT

3.3.2.1 Méthodologie

Puisque les poutres en béton préfabriqué de type NEBT sont standardisées, le logiciel CSI-Bridge possède une banque de poutre de ce type. De plus, il est possible d'introduire des câbles de précontrainte afin de reproduire les tendons présents au sein de la poutre. Bien que la résistance et les propriétés géométriques soient correctement recrées, cette sélection ne permet pas une modélisation par éléments coque. Le type d'élément poutre est donc imposé. Étant donnée la différence considérable des efforts au droit des poutres (figure 3-6), une section de type poutre assemblée en forme de I possédant la même largeur d'aile supérieure que la poutre NEBT1600, soit 1200 mm, fut utilisée. Les propriétés telles que le matériau, les inerties, etc. ont été modifiées afin de correspondre à la poutre NEBT1600. Il y est alors possible d'opter pour une modélisation à l'aide d'élément de type coque.

3.3.2.2 Résultats

Les trois tableaux suivants présentent les résultats obtenus pour le pont typique sur poutre en béton préfabriqué. Les principes de calculs du logiciel sont les mêmes que celles décrites pour le tablier avec poutres d'acier.

Tableau 3-5 : Moments négatifs transversaux pour le tablier avec poutres NEBT1600 (kN-m/m)

Position transversale (m)	Position longitudinale (m)					
	0	3	6	9	12	15
0	-0,5	-2,8	-2,5	-2,2	-2,0	-1,9
1.2	-73,6	-38,8	-35,5	-34,8	-34,3	-34,0
2.7	25,8	14,2	15,7	16,8	17,3	17,3
4.2	-66,5	-34,2	-30,3	-30,3	-30,0	-29,6
5.7	55,4	27,3	29,7	32,3	33,8	34,0

Tableau 3-6 : Moments longitudinaux positifs pour le tablier avec poutres NEBT1600

Position longitudinale (m)	Moment longitudinal (kN-m/m)
0	1,0
3	20,5
6	21,4
9	22,0
12	22,5
15	22,7

Tableau 3-7 : Moments positifs au droit des poutres de béton préfabriqué (kN-m/m)

Position longitudinale (m)	0	3	6	9	12	15
Poutre de rive	9,0	9,6	9,4	8,1	7,0	5,7
Poutre interne	8,2	17,1	19,8	21,2	22,0	21,5

3.4 Comparaison

Deux comparaisons seront effectuées dans cette section afin de confirmer les résultats obtenus et faire un choix sur les efforts utilisés lors du chargement cyclique. Tout d'abord, la structure sur poutres d'acier sera comparée aux résultats calculés avec SAP90 (Moffatt, 2001) ainsi qu'avec la méthode simplifiée.

Le tableau 3-8 fait ressortir les moments extrêmes obtenus des différentes méthodes de calcul et permet de constater la validité des moments transversaux obtenus avec CSI Bridge. Les différences entre les résultats des deux modèles sont négligeables. Pour ce qui est de la méthode simplifiée, les résultats se trouvent généralement dans les mêmes plages sauf pour le moment positif à la culée qui est très conservateur.

Tableau 3-8 : Comparaison des moments transversaux selon différentes méthodes

	Méthode simplifiée (kN-m/m)	SAP90 (kN-m/m)	CSI Bridge (kN-m/m)
Moment positif entre les poutres sur la culée	70,6	52,3	55,8
Moment négatif à la poutre sur la culée	-70,6	-78,7	-78,0
Moment positif entre les poutres en travée	35,3	39,4	38,3
Moment négatif à la poutre en travée	-35,3	-34,5	-39,2

Finalement, un résumé des valeurs obtenues selon les deux types de poutres est présenté au tableau 3-9. Les moments subis par la dalle sont supérieurs dans le cas de poutre en I.

Tableau 3-9 : Comparaison des moments dans la dalle pour des tabliers avec poutres d'acier en I et poutres précontraintes NEBT

	Poutres WRF 1400x348	Poutres NEBT1600
Moment positif transversal entre les poutres (kN-m/m)	38,3	34,0
Moment positif transversal à la poutre (kN-m/m)	28,3	22,0
Moment négatif transversal à la poutre (kN-m/m)	-39,2	-38,8
Moment positif longitudinal à mi-portée (kN-m/m)	24,6	22,7

Pour conclure, les efforts choisis lors des essais expérimentaux en fatigue seront ceux du pont sur poutres d'acier, car il s'agit de la situation la plus critique. Outre les valeurs dominantes, l'utilisation d'une poutre dont l'aile supérieure est de 300 mm limite la largeur du joint à 200 mm. Cette configuration impose une courte longueur de chevauchement des barres au niveau des joints longitudinaux. Les valeurs obtenues pour le moment transversal positif et négatif serviront de charges maximales lors des essais cycliques effectués en laboratoire.

CHAPITRE 4 CALCUL PRÉLIMINAIRE DES MOMENTS RÉSISTANTS ET ÉLABORATION DE LA PHASE EXPÉRIMENTALE

Cette étude porte sur les joints en BFUP coulés à la jonction de deux dalles préfabriquées et d'une poutre mixte. Avant de déterminer la résistance de cette configuration à l'aide d'essais en laboratoire et d'analyse numérique, la capacité de la dalle sans la présence de joint donc uniquement en BFHP devra être calculée.

Ce chapitre portera, premièrement, sur la disposition de l'armature au sein d'une section de dalle ne contenant aucun joint. Ensuite, les moments résistants seront calculés selon plusieurs méthodes. Finalement, une description du programme expérimental sera effectuée.

4.1 Ferrailage

Bien qu'il soit possible de réduire le nombre de barres d'armature présentes au sein d'un béton fibré, la quantité d'armatures, dans le cadre de cette recherche, sera conforme aux exigences du Code canadien pour une dalle constituée d'un béton non fibré. Afin de déterminer l'armature des spécimens, l'abaque 8.2-3 du Manuel de conception des structures du MTQ sera utilisée (Ministère du Transport du Québec, 2014). Il est à noter que tous les articles présents dans le manuel du MTQ suivent la norme CAN/CSA S6-06. Cet abaque permet d'obtenir l'espacement de l'armature transversale de barres 20M, où l'armature transversale est située perpendiculairement aux poutres. L'abaque se base sur la portée utile S et l'épaisseur de la dalle h (200 mm). Pour une dalle reposant sur des poutres d'acier, la portée utile est équivalente à l'espacement entre les poutres, moins la moitié de la largeur de la semelle supérieure, ce qui donne 2850 mm dans le cas présent. Cette combinaison se traduit en un espacement centre à centre des barres de 190 mm. L'abaque est illustré à la figure 4-1

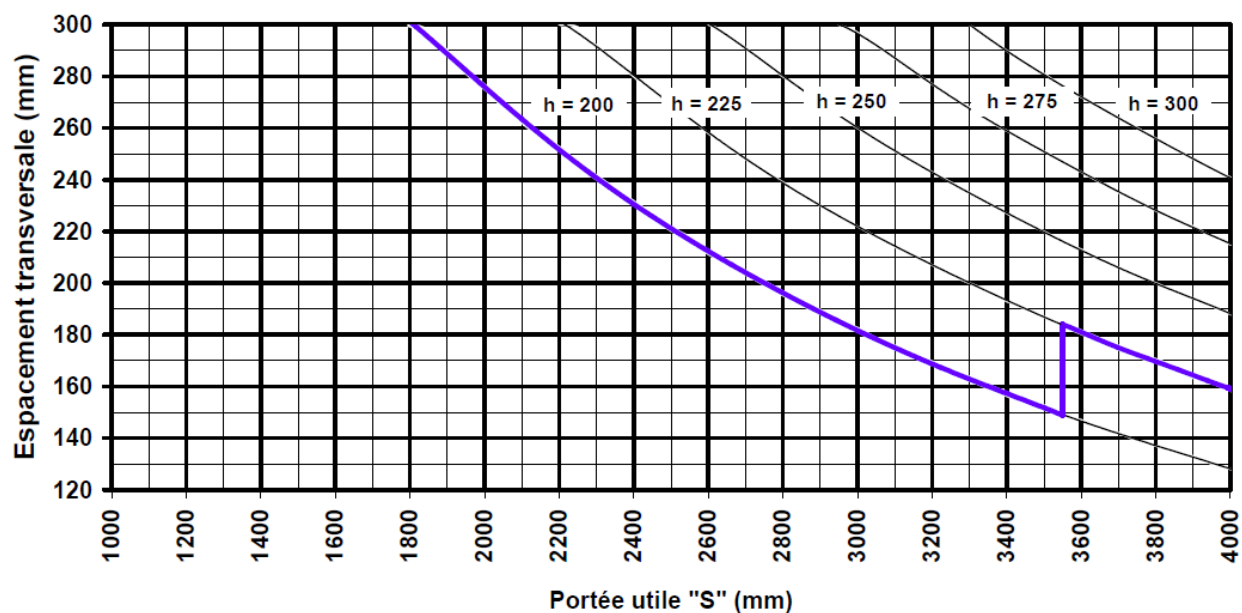


Figure 4-1 Détermination de l'armature transversale (Ministère du Transport du Québec, 2014) :

La taille des spécimens est de 600 mm de largeur, 200 mm d'épaisseur et 2,0 m de longueur. L'espacement transversal choisi est de 160 mm afin de conserver un enrobage suffisant par rapport aux extrémités du spécimen. La distance entre les appuis de la dalle est de 1,8 m. Les appuis sont constitués d'un rouleau et d'un appui simple. La figure 4-2 reproduit la dalle sans joint fait de BFHP qui servira à déterminer les moments résistants de référence à l'aide de la méthode plastique et du logiciel AIS. Les enrobages supérieur et inférieur sont respectivement de 60 mm et 30 mm. Ces valeurs d'enrobage proviennent du tableau 8.5 de la norme CAN/CSA S6-06.

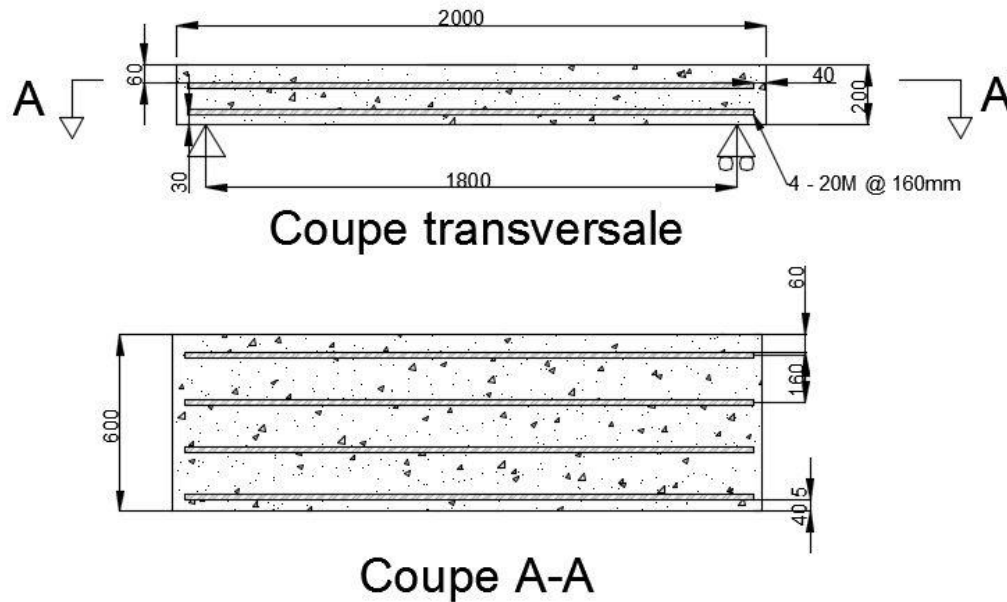


Figure 4-2 : Plan de la dalle en BFHP

4.2 Moments résistants

Les fibres d'acier permettent d'abord d'améliorer le comportement en service des éléments structuraux en contrôlant l'ouverture des fissures. Les fibres d'acier améliorent également la résistance ultime des éléments structuraux. Le calcul du moment résistant doit donc être adapté à cette contribution. Plusieurs méthodes de calcul proposées dans la littérature ont été améliorées et adaptées suite aux études réalisées depuis les 20 dernières années à l'École Polytechnique (Bélanger, 2000; Moffatt, 2001; Bastien, 2003; etc.) afin de concorder avec les exigences canadiennes. Pour cette étude la méthode plastique ainsi que le logiciel AIS développé à l'École Polytechnique Montréal ont été utilisés dans le but d'estimer les moments résistants de la dalle décrite précédemment. La détermination du moment positif et négatif de cette dalle complètement en BFHP servira de référence. Puisque les essais en laboratoire sont tous constitués d'un joint de BFUP, il sera intéressant de les comparer avec une dalle qui aurait, par exemple, été coulée en place.

4.2.1 Moment positif

Les données permettant l'évaluation du moment résistant positif sont présentées au tableau 4-1. Les limites élastiques du béton (f'_c) et de l'acier (f_y) ainsi que la contrainte maximale en traction du BFHP (σ_{tu}) ont été évaluées en se basant sur les travaux de William De Broucker puisque qu'une étude élaborée du comportement du BFHP70 fût entrepris dans ce mémoire et que la formulation du béton est la même que celle visée pour ce projet (De Broucker, 2013).

Tableau 4-1 : Données sur le moment positif résistant d'une dalle en BFHP

h (mm) =	200	E_s (MPa) =	200000
b (mm) =	600	ϕ_s =	1,0
L (mm) =	1800	ϕ_c =	1,0
d (mm) =	160,25	f_y (MPa) =	450
d' (mm) =	69,75	f'_c (MPa)	86
σ_{tu} =	4,5	ϕ_f =	1,0
A_s (mm ²) =	1200	α_l =	0,745 >= 0,67
A'_s (mm ²) =	1200	β_l =	0,795 >= 0,67

4.2.1.1 Méthode plastique

La méthode plastique permet de calculer le moment résistant en introduisant un paramètre additionnel au calcul conventionnel du moment résistant afin de tenir compte de l'apport des fibres au sein de la matrice. En fait, la contrainte située dans la zone tendue de la section est considérée constante et égale à la résistance post-fissuration en traction directe du BFHP. Les équations 4,1 et 4.2 ont été utilisées afin d'évaluer le moment résistant. Il est à noter que cette méthode considère la contribution des barres d'armature du lit supérieur. En appliquant le f'_s représentant la contrainte au sein de l'armature supérieure. La valeur de cette contrainte doit se situer entre f_y et $-f_y$ afin d'appliquer l'équation 4,1 qui considère une armature supérieure dans le domaine élastique. Par la suite, l'équation 4.2 permet de calculer le moment résistant en considérant l'ajout des fibres d'acier.

$$a = \frac{\frac{\phi_s A_s f_y - \phi_s A'_s f'_s}{b} + \phi_f \sigma_{tu} h}{\phi_c \alpha_1 f'_c + \frac{\phi_f \sigma_{tu}}{\beta_1}} \quad (4.1)$$

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi_s A'_s f'_s \left(\frac{a}{2} - d' \right) + 0.5 \phi_f \sigma_{tu} b (h - c) (h + c - a) \quad (4.2)$$

Puisque la contrainte f'_s présente au lit supérieur est plus grande que la limite élastique de l'acier (f_y), l'armature est plastifiée en traction. La contrainte f'_s s'obtient grâce à l'application de la loi de Hooke qui multiplie le module élastique de la barre d'acier à sa déformation ($\sigma = \varepsilon E$). Ceci signifie que lors du calcul de l'axe neutre (a), la contribution engendrée par la plastification de l'armature au lit supérieur doit être additionnée à celle du lit inférieur.

Alors, l'équation 4,1 devient :

$$a = \frac{\frac{\phi_s f_y (A_s + A'_s)}{b} + \phi_f \sigma_{tu} h}{\phi_c \alpha_1 f'_c + \frac{\phi_f \sigma_{tu}}{\beta_1}} \quad (4.3)$$

Le moment résistant positif pour une dalle en BFHP est donc de 141,3 kN-m.

4.2.1.2 AIS

AIS (2014) – Analyse inélastique des sections – est un logiciel développé à l'École Polytechnique Montréal par Bruno Massicotte, Sylvain Bédard, Shadi Braïke et David Conciatori. Il offre la possibilité de faire l'analyse sectionnelle de plusieurs types de matériaux dont les bétons renforcés de fibres à l'aide d'une loi post-pic σ - w entrée par l'utilisateur. Pour la dalle de référence, la loi représentant la contrainte en fonction de l'ouverture des fissures est tirée des résultats de traction directe effectués dans le cadre de la recherche de William De Broucker (De Broucker, 2013). Les

méthodes de calcul requièrent l'utilisation d'une règle reliant les déformations (ε) aux ouvertures de fissures. Plusieurs méthodes sont disponibles avec AIS, les méthodes Casanova/Rossi modifié et AFGC ont été choisies car elles sont les plus récentes. Ces méthodes ont été développées dans la revue de littérature.

Dans le modèle AIS, le chargement est appliqué par deux charges ponctuelles espacées de 600 mm afin de recréer le moment positif, tout en respectant la même disposition qu'au laboratoire. Le moment résistant de la dalle de référence uniquement en BFHP est de 141 kN-m et 144 kN-m pour la méthode Casanova/Rossi modifié et AFGC respectivement. L'écart entre ces méthodes n'est que de 2%. La distribution du moment en fonction de l'ouverture de fissurations est présentée sur la figure 4-3.

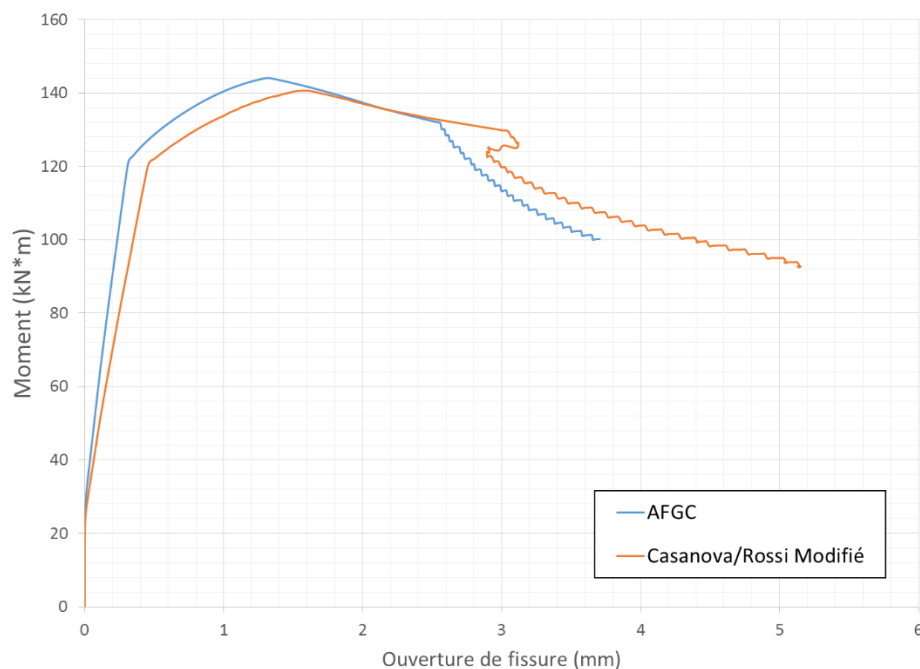


Figure 4-3 : Évolution du moment positif par rapport à la fissuration pour la dalle de référence en BFHP

4.2.2 Moment négatif

Les données nécessaires à l'évaluation du moment résistant pour une dalle sollicitée en moment négatif sont indiquées au tableau suivant.

Tableau 4-2 : Données sur le moment résistant négatif

h (mm) =	200	E_s (MPa) =	200000
b (mm) =	600	ϕ_s =	1
L (mm) =	1800	ϕ_c =	1
d (mm) =	130,25	f_y (MPa) =	450
d' (mm) =	49,5	f'_c (MPa)	86
σ_{tu} =	4,5	ϕ_f =	1
A_s (mm ²) =	1200	α_1 =	0,721 \geq 0,67
A'_s (mm ²) =	1200	β_1 =	0,7292 \geq 0,67

4.2.2.1 Méthode Plastique

Le moment résistant négatif est calculé grâce à la méthode plastique décrite à la section 4.2.1.1. Tel qu'expliqué précédemment, la contrainte au sein des barres supérieures (f'_s) doit se situer entre la contrainte élastique tendue et comprimée de l'acier (f_y). Étant donné une contrainte de 310 MPa au lit du haut obtenue avec la loi de Hooke, le moment résistant est calculé suivant la première formulation de l'axe neutre (équation 4.1). Ceci procure un moment négatif de 100,7 kN-m.

4.2.2.2 AIS

Pour l'estimation du moment négatif au moyen du logiciel AIS, la définition des matériaux ainsi que les méthodes de calcul choisies sont identiques à celles utilisées pour la résistance au moment positif. Afin d'obtenir l'évolution du comportement en moment négatif, la dalle illustrée à la figure 4-2 est inversée dans le but de permuter l'armature supérieure et inférieure. Par la suite, la charge est appliquée de façon ponctuelle au milieu de la section de dalle. Cette disposition inverse évite l'utilisation de spécimen de grandes dimensions tout en permettant la reproduction du moment négatif. Il est à noter que la même stratégie a été employée lors des expérimentations et modélisations. La dalle de BFHP résiste donc à 105 kN-m et 107 kN-m pour la méthode

Casanova/Rossi modifié et AFGC respectivement, ce qui produit un écart de 2% entre les deux méthodes.

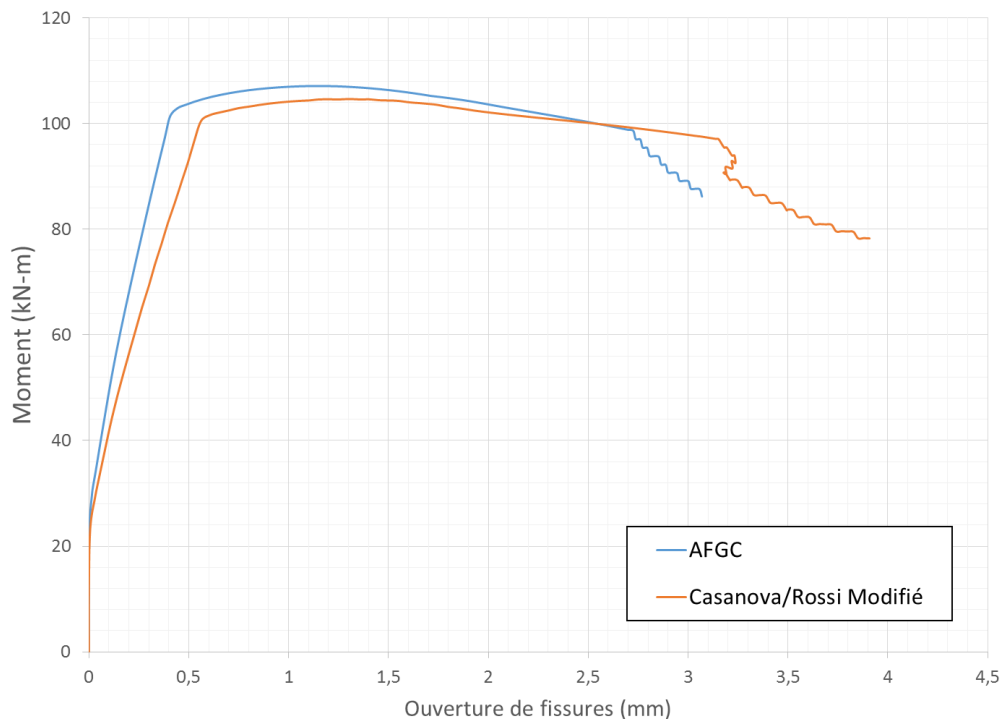


Figure 4-4 : Évolution du moment négatif par rapport à la fissuration pour la dalle de référence en BFHP

Or, la méthode AFGC produit un moment résistant et une rigidité supérieure aux deux autres méthodes soit Casanova/Rossi modifié et plastique. L'évolution du moment en fonction de la fissuration des méthodes Casanova/Rossi Modifié et AFGC sont semblables ce qui confirme les résistances des dalles en BFHP.

4.3 Programme expérimental

Deux aspects sont considérés dans le programme expérimental, soit l'évaluation de la forme du joint et la possibilité d'arrêter les barres d'armatures inférieures.

4.3.1 Forme du joint longitudinal

Cette fraction du programme a pour but d'optimiser la forme du joint afin de diminuer la propagation de la fissure entre les deux types de béton. Puisque le BFHP contenu dans les dalles a atteint maturité lors de la coulée du joint, un joint froid se crée à cette interface. Étant donné qu'il s'agit d'un plan de faiblesse, la fissure aura tendance à suivre le parcours du joint. Une forme droite telle que vue à la section 2.7.1 n'arrive pas à freiner la propagation de la fissure le long du joint car celui-ci concorde avec le plan de faiblesse d'une section soumise à de la flexion. Par exemple, une dalle simplement appuyée à ses extrémités et chargée au centre se détériora sous forme de fissures verticales initiées à la fibre inférieure. Dans la situation actuelle, la sollicitation maximale se produit à la fibre supérieure de la dalle puisqu'il s'agit d'un moment transversale négatif. L'optimisation de la forme du joint permettra alors de ralentir la propagation de la fissure assurant ainsi une bonne durabilité de l'ouvrage, puisque la surface supérieure de la dalle est exposée aux intempéries.

Plusieurs formes de joints ont été testées dans le passé et pour la plupart, les joints se trouvaient entre les poutres, donc soumis à un moment positif. Ceci explique la préconisation de la clé de cisaillement dans le cas des joints transversaux tels que vus précédemment au chapitre 2.6.1. Dans la problématique actuelle, il faudra se concentrer sur la forme de la fibre supérieure du joint afin de restreindre la propagation prématurée de la fissure. L'objectif est d'imposer un plan de faiblesse plus complexe demandant ainsi à la fissure plus d'énergie pour suivre le joint froid comparativement à poursuivre sa course selon son parcours naturel soit de façon linéaire.

Les trois configurations de joint comportent toutes une plaque avec goujons représentant l'aile supérieure de la poutre typique en acier. Ici, la section d'acier en forme de I n'est pas nécessaire dans son ensemble. La disposition des goujons est conforme aux articles 10.4.7 et 10.11.8 de la norme S6-06 et les calculs se trouvent en annexe. La plaque d'acier et les goujons permettant la représentation de la poutre n'influencent pas directement le comportement du joint c'est pourquoi certaines simplifications ont été effectuées. Les goujons servent plutôt à recréer la congestion présente au niveau du joint. La vue en élévation de la figure 4-5 permet de mieux voir cette congestion produite par le chevauchement des barres d'armature provenant des dalles

préfabriquées de part et d'autre du joint avec les goujons. De plus, l'arrangement du ferrailage au cœur des dalles préfabriquées est identique à celle de la dalle de référence en BFHP, excepté le chevauchement des barres au centre du joint. Ce chevauchement provoque un enrobage de 40,5 mm de part et d'autre de la largeur.

Les barres d'armature chevauchées sur la figure 4-5 n'ont aucun espacement entre elles et se croisent sur 150 mm. Cette configuration est appliquée aux trois formes de joint présentées à la figure 4-6. Cette longueur de chevauchement est limitée par la largeur du joint. Pour un chevauchement au sein d'un BFUP, la longueur minimale prescrite par le Code peut être réduite. Effectivement, plusieurs études ont prouvé l'efficacité de cette longueur de chevauchement tel que les essais faits par la FHWA (Graybeal B. , 2011), Léa Faggio (Faggio, 2014) et Hoonhee Hwang et Sung Yong Park (Hwang & Park, 2014).

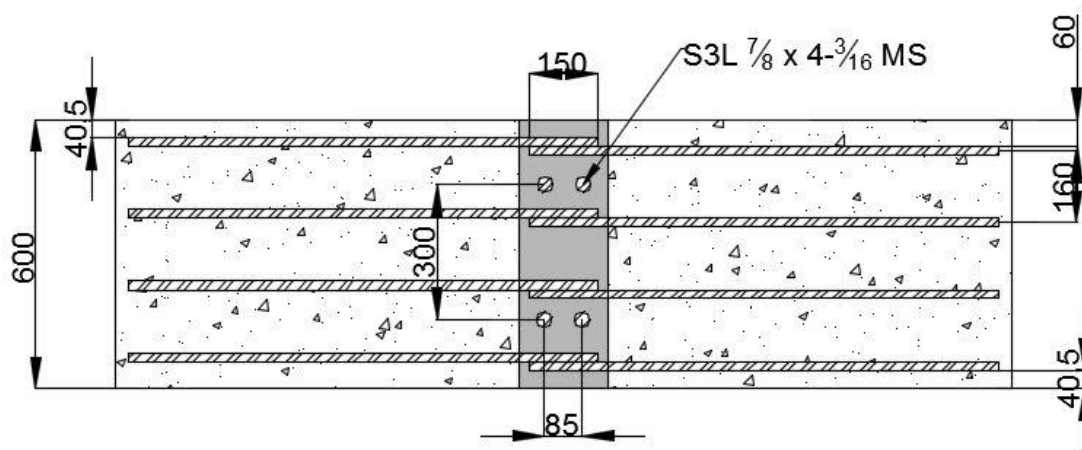
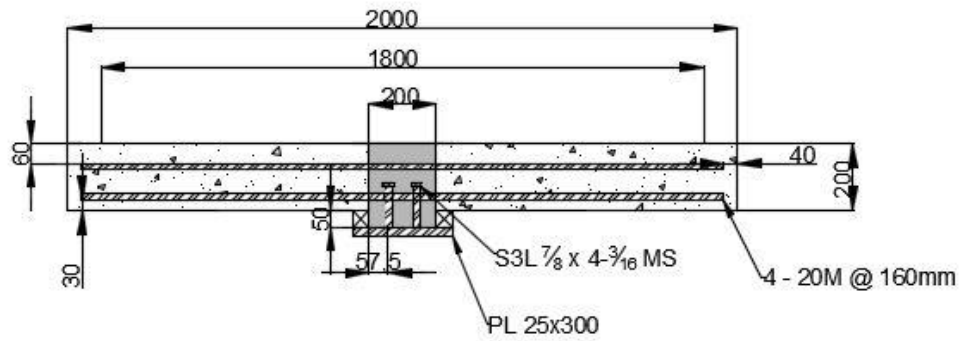
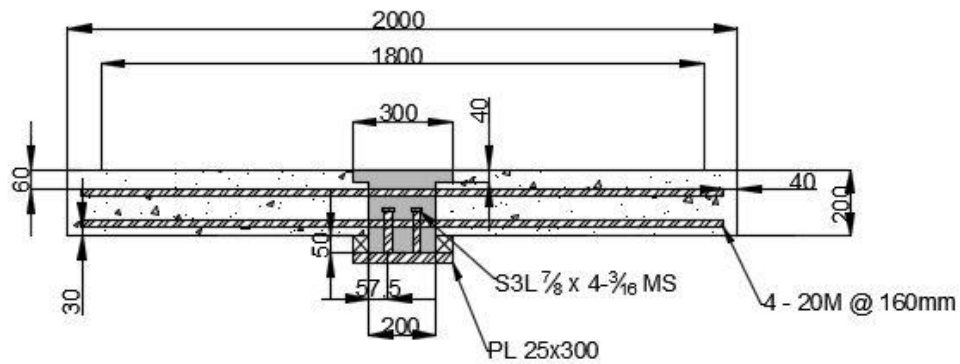


Figure 4-5 : Vue en élévation typique du joint au niveau d'une poutre

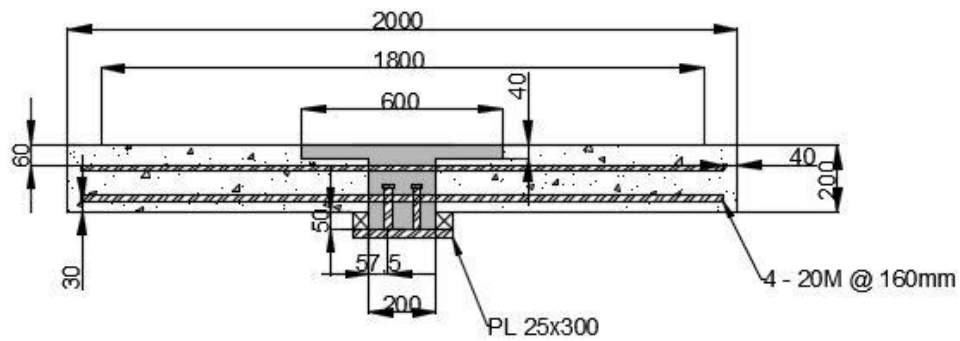
La première configuration illustrée à la figure 4-6 est un joint droit d'une largeur de 200 mm et servira de comparatif. Le choix des formes s'est arrêté sur des joints contenant une sur-largeur au niveau de la fibre supérieure d'une épaisseur de 40 mm, soit avant l'armature. La deuxième et troisième configuration forment respectivement un L de 50 et 200 mm de part et d'autre du joint.



Configuration 1



Configuration 2



Configuration 3

Figure 4-6 : Configurations de la forme du joint

4.3.2 Évaluation de l'arrêt des barres inférieures

La deuxième partie de ce programme expérimental consiste à évaluer la possibilité d'interrompre les barres d'armature sollicitées en moment positif au droit d'une poutre de pont. Puisque la zone au-dessus de la poutre est soumise principalement à de la tension dans la fibre supérieure de la dalle, il serait intéressant de pouvoir réduire le risque de conflit entre les barres et les goudjons situés au niveau inférieur de la dalle. Plus particulièrement dans le cas de réfection de dalle, il est probable que la disposition exacte des goudjons sur la poutre existante diffère des plans. Il pourrait alors survenir des problèmes de congestion entre les goudjons et l'armature en attente au lit inférieur des dalles préfabriquées.

Deux spécimens seront testés en moment positifs. Le premier, semblable à la première configuration de la figure 4-5, servira de référence au second spécimen présenté sur la figure 4-7. Le but de cette configuration est d'interrompre l'armature du lit inférieur tout en respectant la longueur d'ancrage minimale de 330 mm prescrite par le code S6-06 à l'article 8.15.2.2 et 8.15.2.4 (détail en annexe). Malheureusement, puisque le joint n'est que de 200 mm de large, la longueur d'ancrage est insuffisante. L'objectif de ce spécimen est de prévenir les problèmes de congestion en arrêtant l'armature avant l'atteindre des goudjons. Donc, le moyen utilisé afin développer l'ancrage de l'armature interrompu est le crochet à 90° dont le détail est présenté plus clairement à la figure 4-8. Le pliage est effectué vers le bas de la dalle, car la tête des goudjons restreignait de façon importante l'espacement entre la barre et le goudjon. Cet espacement est nécessaire afin d'obtenir une présence uniforme du béton autour du ferrailage. De plus, la courbure de la barre débute dans la dalle préfabriquée, soit à 33 mm avant l'interface dalle-joint.

Selon la norme S6-06, le diamètre minimal de pliage d'une barre 20M constituée d'acier 400W est de 100 mm (8.14.1.2), ce qui a été respecté. Par contre, l'article 8.14.1.1 b) exigeant un prolongement équivalant à douze diamètres de barre n'a pas pu être appliqué. La distance disponible entre la fin de la courbure et l'aile supérieure de la poutre est de 30 mm et une largeur de recouvrement doit être présente afin d'assurer une distribution uniforme du béton. Étant donné l'absence de granulat dans le BFUP et d'exposition aux agents agressifs à cet endroit, l'espace de recouvrement choisi entre la fin de la barre et la plaque est de 19 mm; ceci permet donc un

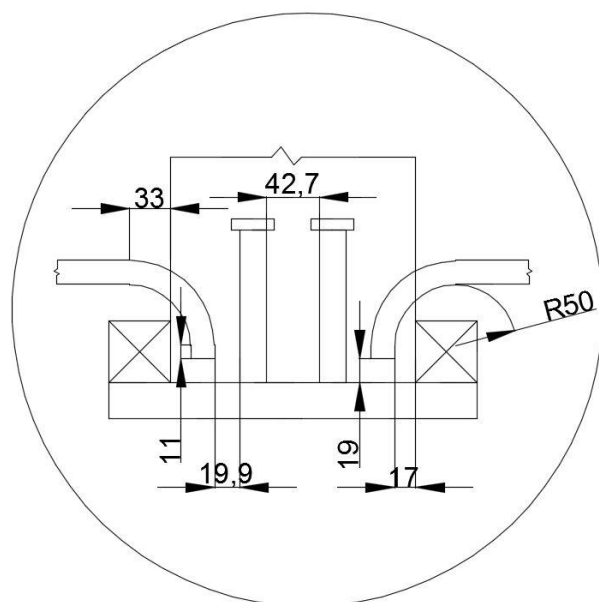


Figure 4-8 : Détail du pliage

CHAPITRE 5 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Ce chapitre porte sur la partie expérimentale de ce projet de recherche. En premier lieu, une description détaillée des matériaux utilisés et de leur comportement sera présentée. Ensuite, la fabrication des spécimens, le montage des essais ainsi que l'analyse des résultats pour les spécimens sollicités en moment négatif et positif seront décrits.

5.1 Caractérisations des matériaux

Plusieurs essais de caractérisation ont été effectués afin de connaître les propriétés des différents matériaux utilisés pour la fabrication des spécimens. Durant le programme expérimental, les coulées ont été réalisées en deux phases à l'usine de Béton Préfabriqué du Lac (BPDL) à St-Eugène. Les analyses suivantes feront, en outre, état de la qualité des différentes coulées dans le but de constater la présence ou non d'une différence marquée entre les deux phases. Malgré une formulation identique d'une phase à l'autre, de nombreux facteurs pourraient influencer le comportement des bétons tel que la température ambiante, le temps écoulé avant le décoffrage, etc. Il est à noter qu'un seul spécimen du programme expérimental provient de la deuxième phase. La section sera séparée comme suit : d'abord, la formulation des deux types de bétons fibrés sera décrite, suivie de la caractérisation de l'armature et des bétons fibrés. Cette campagne de caractérisation a été effectuée en collaboration avec Maxime Gascon puisque les spécimens des programmes expérimentaux ont été coulés en même temps.

5.1.1 Formulation des bétons fibrés

Les spécimens décrits au chapitre précédent sont constitués de deux types de béton fibrés, c'est-à-dire le BFHP pour les dalles préfabriquées et le BFUP pour le joint coulé en chantier. Puisque le but de ce programme expérimental est de reproduire la qualité retrouvée en chantier, les spécimens ont été fabriqués et coulés chez BPDL, une entreprise spécialisée en éléments structuraux et architecturaux préfabriqués. Ceci permet donc de s'approcher du comportement réel d'un pont

utilisant un système de dalles préfabriquées en plus de transmettre les connaissances sur les bétons fibrés.

Pour le premier béton, soit le BFHP, la compagnie Béton Central, qui se situe à proximité de l'usine, s'est occupée d'effectuer le mélange et de livrer le tout par camion chez BPDFL. La formulation du BFHP70 décrite au tableau 5-1 provient de l'École Polytechnique Montréal. Des fibres d'acier à crochets Dramix de 35 mm de longueur et 0.55 mm de diamètre fabriquées par Bekaert ont été utilisées. En premier lieu, le mélange sans les fibres fût malaxé dans le camion de Béton Central. Une fois le camion arrivé à l'usine, à un dosage de 80 kg/m^3 , représentant 1% de la masse de la matrice, ont été ajoutées et mélangées jusqu'à l'obtention d'un béton homogène, c'est-à-dire avec très peu d'amas de fibres. La première coulée de BFHP a été réalisée le 3 février 2015 et la deuxième le 12 juin 2015. L'équipe technique de l'École Polytechnique a dirigé les opérations de malaxage du BFHP.

Le BFUP utilisé afin de joindre les dalles préfabriquées est le Ductal développé par la compagnie Lafarge. Pour la réalisation des joints, un représentant de l'entreprise est venu diriger les travaux de malaxage et de mise en œuvre du BFUP. Tout comme pour la fabrication des dalles, ceci permet de s'approcher des conditions réelles de fabrication d'un joint entre dalles préfabriquées pour un pont. Afin d'obtenir un mélange homogène, des malaxeurs à fond plat montrés sur la figure 5-1 ont été livrés de Thunderbay en Ontario. Puisque le BFUP est un matériau très visqueux et qu'il contient une quantité importante de petites fibres d'acier, un malaxeur conventionnel ne peut pas être utilisé car les fibres auraient tendance à se coller aux parois plutôt que de se mélanger à la matrice cimentaire. La formulation du BFUP utilisé est présentée au tableau 5-1 alors que la quantité de fibres utilisée a été fixée à 2% afin d'avoir un mélange comparable à ceux typiquement utilisés pour des applications similaires en Amérique du Nord. Les fibres utilisées sont droites avec une longueur de 13 mm et un diamètre de 0.2 mm et sont fabriquées par l'entreprise Bekaert sous l'appellation OL13/0.2. Tel que mentionné dans la revue de la littérature sur le BFUP, la matrice ne contient aucun granulats et très peu d'eau. Le mélange prend donc un certain temps à s'hydrater. De plus, ce n'est qu'une fois le mélange hydraté et homogène que les fibres d'acier sont ajoutées. La première phase a été coulée le 4 mars 2015 et la deuxième le 22 juin 2015.



Figure 5-1 : Malaxeur à fond plat

Tableau 5-1 : Formulation des bétons fibrés

	BFHP70		BFUP Ductal	
	Type	Quantité	Type	Quantité
<i>Ciment</i>	GUb-SF (Holcim Canada)	650 kg/m ³	Premix (Lafarge)	2 190 kg/m ³
<i>Sable</i>	Ø = 0 - 5 mm (Béton central)	837 kg/m ³	N/A	N/A
<i>Gros granulat</i>	Ø = 2.5 – 10 mm (Béton central)	617 kg/m ³	N/A	N/A
<i>Eau</i>	N/A	172 L/m ³	N/A	129.7 L/m ³
<i>Adjuvants</i>	Plastol 6200 EXT	35.7 L/m ³	Premia 150 (Lafarge)	30 kg/m ³
<i>Fibres</i>	Dramix 65-35	78 kg/m ³	OL 13/0.2	155,7 kg/m ³

Puisque les divergences entre les formulations demandées et obtenues sont très faibles, le tableau précédent ne relève que les quantités demandées. Un contrôle à l'état frais fut effectué pour chaque coulée afin d'assurer la qualité du mélange.

5.1.2 Caractérisation de l'armature

L'armature utilisée au sein des dalles est de type 400W et possède une limite d'élasticité (f_y) nominale de 400 MPa. La nuance W signifie une amélioration de la soudabilité et de la ductilité de l'acier. Afin de caractériser le comportement en traction des barres d'armatures, trois barres de 600 mm de long provenant du même lot que l'armature retrouvée dans les dalles sont étirées jusqu'à la rupture. Pour ce faire, la barre d'armature est fixée aux extrémités par les mâchoires de la presse à contrôle numérique de 2500 kN et un déplacement contrôlé y est appliqué. De plus, avant de débiter l'essai, toutes les barres ont été poinçonnées à deux endroits à une distance de 200 mm afin de pouvoir déterminer la déformation totale à la rupture de la barre en mesurant la distance entre les marques du poinçon une fois le test terminé

La figure 5-2 présente l'évolution de la contrainte moyenne des deux premières barres d'armature en fonction de la déformation. Le comportement de chaque barre ainsi que le calcul ayant permis de traduire le déplacement en déformations se trouvent en annexe. La limite d'élasticité (f_y) mesurée de l'armature 20M est de 450 MPa alors que la contrainte de rupture (f_u) est de 580 MPa.

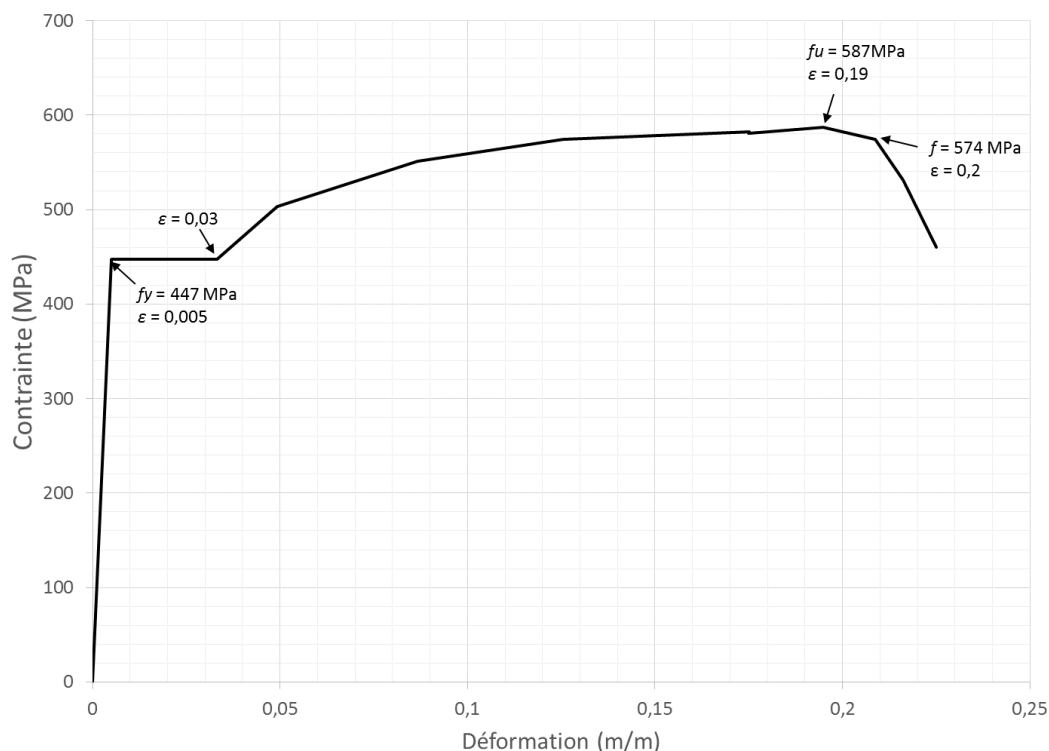


Figure 5-2 : Comportement en traction des barres d'armature 20M 400W

5.1.3 Caractérisation des bétons fibrés

5.1.3.1 BFHP

Dans le but de caractériser le béton renforcé de fibres, plusieurs essais ont été effectués. Cette section présente les résultats des spécimens testés en compression, en traction directe et en flexion. Tel que mentionné précédemment, deux coulées ont été effectuées durant le programme expérimental. Pour chaque phase, les essais de caractérisation ont été bornés par le début et la fin du programme expérimental de ce projet et de celui de Maxime Gascon. Une série d'essais de caractérisation consiste en 4 cylindres en compression, 3 os en traction, 3 prismes entaillés en flexion et entre 2 et 3 dalles circulaires en flexion. La nomenclature utilisée pour identifier les essais de caractérisation débute par T1 ou T2, ce qui signifie la série de tests tel que décrite au tableau 5-2, suivie du numéro du spécimen. Le tableau 5-2 donne les dates auxquelles les coulées

et les tests ont été faits. Il est à noter que le tout fut complété en 2015 et que les dates des tests représentent le début de la série d'essais qui peut durer plusieurs jours.

Tableau 5-2 : Calendrier des coulées et des séries de test pour le BFHP70

Phase 1		Phase 2	
Coulé le 3 février		Coulé le 12 juin	
Test 1 : 19 mai @ 105 jours	Test 2 : 29 juin @ 146 jours	Test 1 : 23 juillet @ 41 jours	Test 2 : 10 août @ 59 jours

Résistance en compression

La résistance en compression est déterminée grâce à des essais sur des cylindres d'environ 100 mm de diamètre et 200 mm de longueur (4×8 po). Le tableau 5-4 présente les résultats des différents tests en compression. Pour chaque valeur de résistance indiquée au tableau, 4 cylindres ont été amenés à la rupture en compression sur la presse universelle de 4500 kN. Un de ces cylindres est testé avec la présence de capteurs de déplacement qui permettent de déterminer le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. La résistance moyenne des essais de compression est d'environ 80 MPa.

Tableau 5-3 : Résistance à la compression du BFHP70

	Phase I			Phase II	
	27 jours	112 jours	147 jours	28 jours	59 jours
<i>Mûrissement</i>					
f'_c	70	84,2	80,3	80,6	87,2
E_c	35 200	37 200	33 600	35 200	36 000
ν	0,20	0,25	0,26	0,25	0,23

Résistance en traction directe sur os

L'essai en traction directe permet de caractériser le comportement du BFHP en traction, en plus d'obtenir directement la charge en fonction de l'ouverture de fissures. Les spécimens utilisés pour ces tests ont une forme d'os tel qu'illustré sur la figure 5-3. La réduction de la section centrale permet de localiser les fissures à l'intérieur de cette zone. De plus, 4 capteurs de type LVDT servent à obtenir l'ouverture des fissures, dont deux situés à la section réduite de l'os et deux autres avant le rayon menant à ce changement de dimension couvrant ainsi les 4 faces. Seulement les deux capteurs courts (image du haut sur la figure 5-3) peuvent servir à déterminer l'allongement en traction dont l'ouverture de fissures car la lecture doit être effectuée sur une section constante. Dans l'éventualité où la fissure est initiée dans la partie courbe de l'os les résultats ne peuvent être utilisés. De plus, la disposition des capteurs longs est plus propice à subir les effets de la flexion étant positionnés par rapport à l'axe faible de flexion. Puisque les mâchoires de la presse compriment les parties extrêmes de l'os, tel qu'illustré sur la photo de gauche de la figure 5-4, une faible erreur d'alignement des mâchoires occasionnera une différence de lecture entre les capteurs longs ce qui générera de la flexion autour de cet axe et contamine les lectures. Pour ces raisons, tous les résultats en traction directe de cette campagne de caractérisation seront tirés des capteurs courts.

La méthode de coulée de ces spécimens est très importante puisqu'une orientation préférentielle des fibres est visée. Les fibres sont donc orientées parallèlement aux parois étroites du coffrage qui produisent la section réduite. Cette orientation des fibres provoque un comportement idéal en traction. Lors d'une coulée en chantier ou en usine d'éléments structuraux, ce type d'orientation est improbable car de nombreux facteurs viennent affecter la répartition des fibres, tel que mentionné dans la revue de la littérature. Selon une étude récente réalisée à l'École Polytechnique Montréal, les propriétés réelles du béton renforcé de fibres près des parois correspondent à une réduction pouvant atteindre près 40% de la résistance d'un spécimen ne présentant aucun effet de parois (Doyon Barbant, 2015). La figure 5-4 représente le montage des os sur la presse de 2500 kN ainsi qu'un os fissuré au niveau de la section réduite.

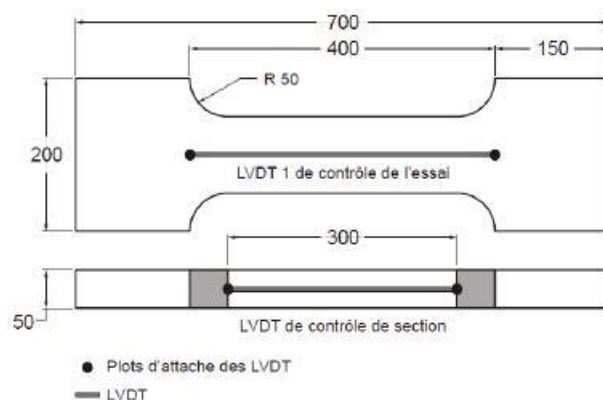


Figure 5-3 : Forme des os pour l'essai de traction directe (Beaurivage, F., 2009)



Figure 5-4 : Montage sur la presse de 2500 kN (gauche) et fissuration d'un os en BFHP (droite)

Les courbes grises sur la figure 5-5 représentent la phase post-pic des essais d'os qui ont été retenus pour le calcul d'une courbe moyenne. Les spécimens T1Os3 et T2Os2 de la première phase et T1Os3 de la seconde phase ont été éliminés car leur comportement présentait des différences notables par rapport aux autres résultats. La courbe bleue est la moyenne des contraintes en fonction de l'ouverture de fissures. Elle permettra la caractérisation du BFHP lors des analyses numériques avec le logiciel EPM3D.

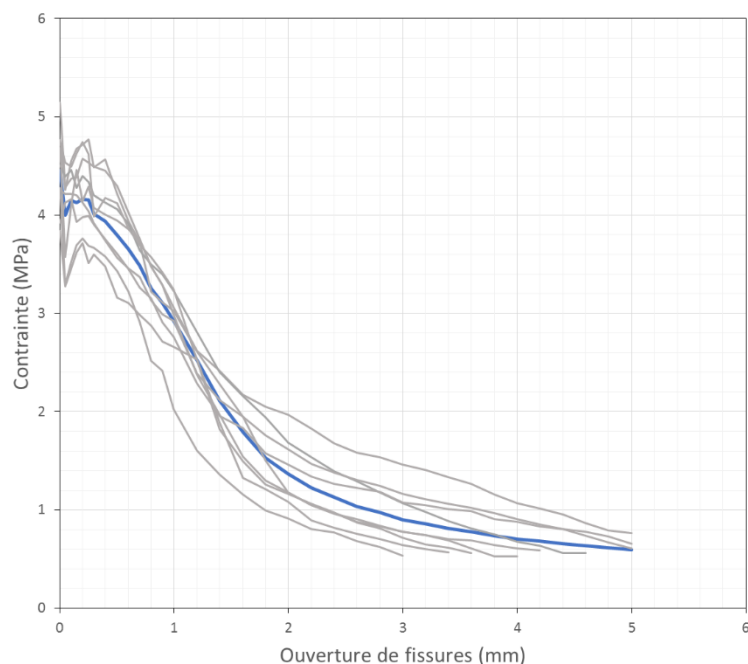


Figure 5-5 : Essais d'os en BFHP retenus et moyenne de l'évolution de la contrainte en bleue

Résistance en flexion sur prismes entaillés

Une série de prismes entaillés ont été testés en flexion conformément à la norme européenne (EN 14651, 2005). Un croquis montrant les dimensions des prismes entaillés ainsi que les conditions limites est présenté sur la figure 5-6. Ce type d'essai est applicable au béton contenant des fibres d'acier seulement. L'essai permet la formation d'une fissure au niveau de l'entaille puisqu'il s'agit d'un plan de faiblesse situé dans la zone de sollicitation en traction.

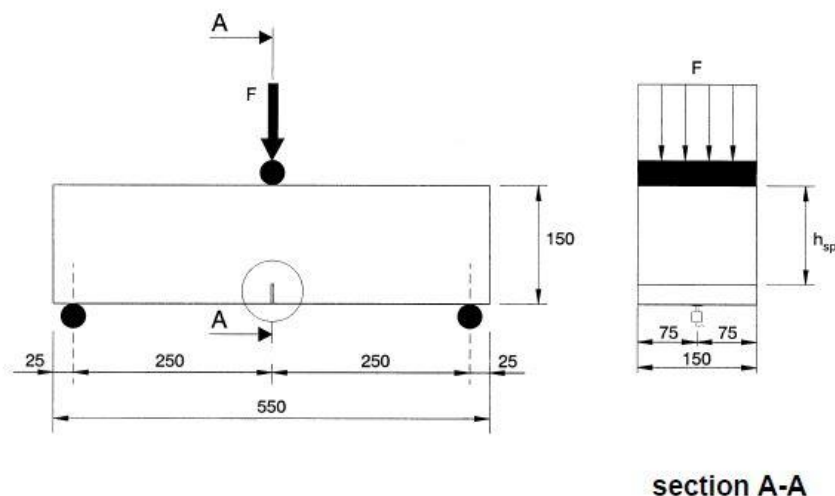


Figure 5-6 : Dimensions du prisme entaillé (EN 14651, 2005)

Les résultats des phases I et II sont illustrés sur la figure 5-7. En général, les charges maximales sont grandes dû à l'apparition d'une fissure unique au niveau de l'entaille, tandis que la majorité des prismes ont présenté de multiples fissures à l'entaille avant que l'une d'entre elles ne se localise. Pour que ce type d'essai soit valide, une seule fissure doit se former au fond de l'entaille. Puisque le BFHP70 utilisé durant ce projet contient une quantité importante de fibres orientées de façon optimale, le patron de fissuration se disperse en plusieurs microfissures. Ainsi, l'essai sur prisme entaillé fait avec cette matrice cimentaire contenant 1% de fibres présente un comportement post-pic plus adoucissant qu'un BFHP conventionnel. La courbe bleue représente la moyenne de tous les spécimens sur prismes entaillés effectués grâce à la normalisation des courbes. Selon les essais de caractérisation fait par De Broucker, une résistance moyenne de 43 kN a été obtenue pour un BFHP dont le comportement est d'environ 80% plus performant que celui utilisé dans ce projet (De Broucker, 2013). Par proportionnalité, ceci conforme les résultats obtenues.

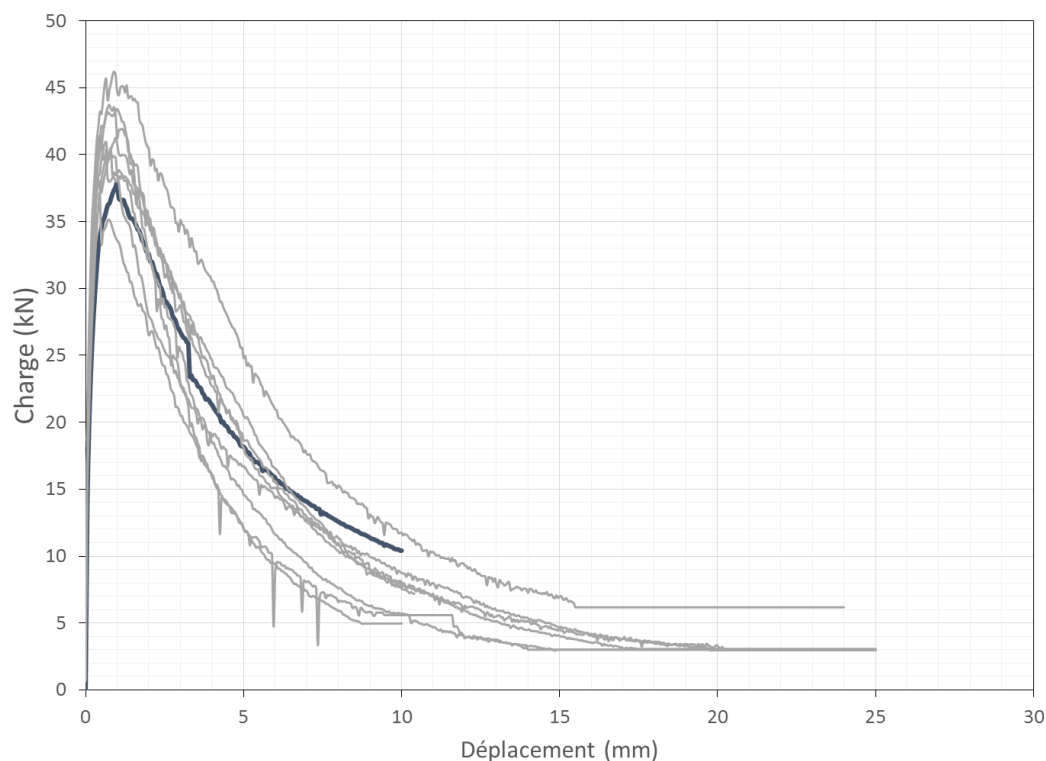


Figure 5-7 : Moyenne des essais sur primes entaillés

Résistance en flexion sur dalles circulaires

Dix dalles de forme circulaire ont été amenées à la rupture en appliquant un chargement au centre. Chaque spécimen est appuyé à trois endroits répartis également sur la circonférence de la dalle. Les dalles ont 800 mm de diamètre et 75 mm d'épaisseur en moyenne. Un capteur de déplacement placé sous la dalle mesure la flèche. La figure 5-8 illustre le montage des dalles circulaires. Lors de cet essai, trois fissures devraient se propager entre les appuis et s'agrandir progressivement au même rythme. À l'exception d'un seul essai, 3 microfissures sont initiées par contre, il n'y a que deux de celles-ci qui s'ouvrent davantage. Cette distribution inégale est influencée par la coulée et le haut taux de fibres. Le comportement pré-pic et une partie du post-pic sont utilisables jusqu'à l'instant où seulement 2 des 3 fissures initiales se développe. La figure 5-9 illustre les essais retenus et leur moyenne.

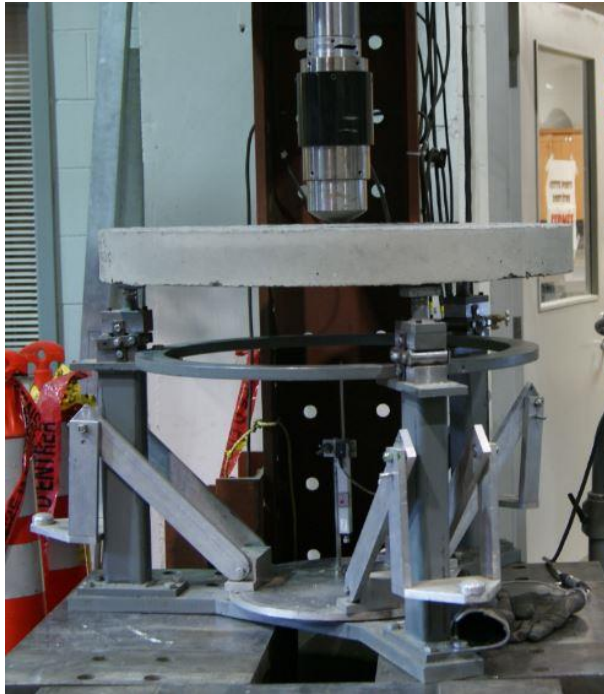


Figure 5-8 : Montage de la dalle circulaire

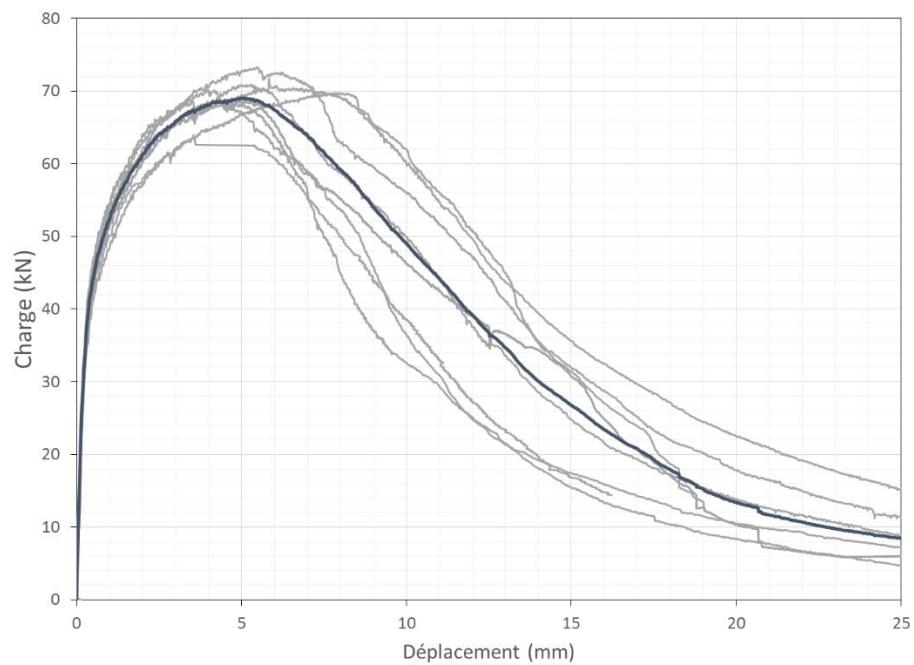


Figure 5-9 : Moyenne des dalles circulaires

Sommaire

Les résultats obtenus grâce aux essais de type prisme entaillé et dalle circulaire ont permis de confirmer le comportement adéquat du BFHP puisqu'ils correspondent aux résultats obtenus par De Broucker dans le cadre de son mémoire (De Broucker, 2013). Cette comparaison est possible, car la formulation entre les BFHP est semblable. Les résistances maximales mesurées sur les dalles circulaires dans ce projet correspondent à 87% des résultats de De Broucker. Ceci signifie que l'analyse inverse effectuée par De Broucker est aussi applicable à ce projet en fonction du ratio de la force maximale au pic. En effet, la plage d'intérêt d'ouverture de fissure des BFHP est pour $w \leq 2$ mm, ce qui correspond à la portion ascendante jusqu'au pic des dalles circulaires et des prismes entaillés (Tordjman, 2012). Le calcul inverse permet de convertir le déplacement en ouverture de fissures et nécessite l'utilisation d'un logiciel, car il s'agit d'un calcul itératif (Nour, Massicotte, de Montaignac, & Charron, 2011). Ce post-traitement des résultats n'a pas été réalisé dans le cadre de ce projet car les propriétés en traction des BFHP n'étaient pas le point central du projet qui portait principalement sur le joint en BFUP. Toutefois les données mesurées dans ce projet pourront être utilisées ultérieurement une fois que sera complété le processus d'uniformisation du traitement des résultats d'essais sur BFHP actuellement en cours.

5.1.3.2 BFUP

Les essais de caractérisation effectués sur le béton fibré à ultra-haute performance comprennent des essais de compression, de traction et de flexion. La seule différence avec le BFHP se situe au niveau de la flexion puisqu'uniquement 6 dalles prismatiques par série de test sont utilisées. Le tableau 5-4 indique les dates de coulée et des essais de caractérisation. Il est à noter que la date de la première série de tests lors de la phase 1 ne correspond pas à son homologue pour le BFHP. Cette première série d'essais faite sur le BFUP fût exécutée dans le cadre des travaux de Jean-Daniel Eymann (Eymann, 2015).

Tableau 5-4 : Calendrier des coulées et des séries de tests pour le BFUP

Phase 1		Phase 2	
Coulée le 4 mars		Coulée le 22 juin	
Test 1 : 30 mars @ 26 jours	Test 2 : 29 juin @ 117 jours	Test 1 : 23 juillet @ 31 jours	Test 2 : 10 août @ 49 jours

Résistance en compression

Le tableau 5-5 fait état de tous les essais de compression effectués sur le BFUP. Deux résultats ont été supprimés de la moyenne de la résistance (f'_c) à 118 jours pour la première phase dû à une erreur de manipulation.

Tableau 5-5 : Résistance en compression du BFUP 2%

	Phase I			Phase II	
<i>Durée</i>	27 jours	83 jours	118 jours	28 jours	49 jours
f'_c	149	152	179	144	170
E_c	59 100	59 000	63 300	53 800	58 000
ν	0,18	0,26	0,22	0,23	0,18

Le BFUP 2% présente une grande quantité d'air entrappé en plus d'un retrait endogène important qui se traduit par une perte de volume importante montrée sur la figure 5-10 où le retrait total est mesuré sur un cylindre. Le comportement de ce BFUP rend difficile la mesure du retrait dès le jeune âge dans les phases de prise initiale, de durcissement lors de l'hydratation et du séchage éventuel (quoique faible vu la faible quantité d'eau utilisée). Autrement dit, le retrait dans des conditions standardisées serait plus grand bien qu'il soit déjà très élevé. À des fins de comparaison,

l'AFGC évalue le retrait du BFUP à $550 \mu\text{m/m}$ (Association Française de Génie Civil - Groupe de travail BFUP, 2002) tandis qu'en Australie, le guide de recommandation sur le produit Ductal mentionne un retrait de $500 \mu\text{m/m}$ pour un BFUP soumis à une cure humide à 90°C pendant 48 heures (Gowripalan & Gilbert, 2000). Une autre recherche faite par Benjamin Graybeal mentionne un retrait total de $790 \mu\text{m/m}$ pour un BFUP Ductal ce qui s'approche plus du retrait observé dans ce projet (Gaybeal, 2010).

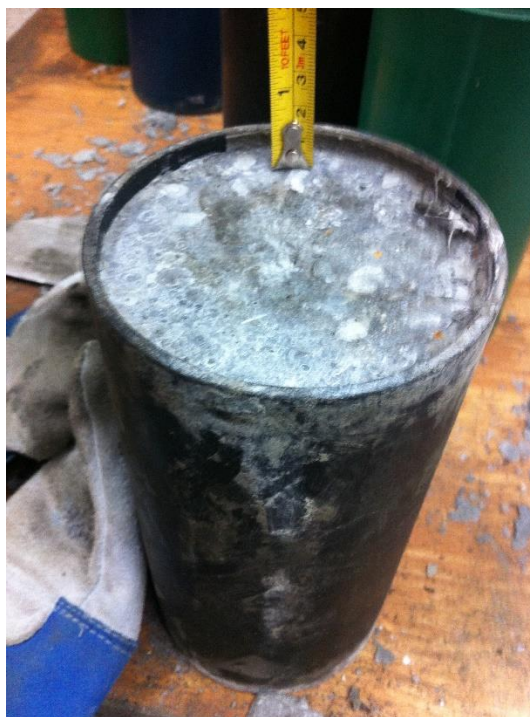


Figure 5-10 : Retrait du BFUP mesuré sur un cylindre après 5 jours de mûrissement

Résistance en traction directe sur os

Le BFUP possède une grande ductilité en traction en plus de procurer une résistance supérieure à celle du BFHP. La variabilité du comportement post-pic des spécimens est causée par la densité non-uniforme des fibres au sein de l'os ainsi qu'une orientation en partie aléatoire. La figure 5-11 illustre deux os provenant de la seconde phase qui ont été coupés près de l'endroit où s'est formée la fissure principale. La photo sur la figure 5-11a montre un os possédant un comportement post-pic performant tandis que l'os montré sur la photo de la figure 5-11b a présenté une résistance plus

faible. Les fibres contenues dans l'os T2Os3 sont toutes orientées de façon propice à reprendre les microfissures en plus d'avoir une bonne densité. Au contraire, l'os T2Os2 possède une faible densité des fibres au niveau de la fissure ce qui a permis aux fibres de s'orienter aléatoirement puisqu'elles avaient plus d'espace pour le faire. Cette grande variabilité de la dispersion des fibres dans les spécimens est causée par le faible pourcentage de fibres au sein de la matrice mais aussi par la viscosité importante du BFUP utilisé qui n'a pas permis d'orienter favorablement les fibres lors de la confection des spécimens. La figure 5-12 représente seulement les essais retenus et leur moyenne. Pour le comportement pré-pic, seulement un spécimen fût retenu, car les autres spécimens présentaient des erreurs de rectification ou de la fissuration prématurée au niveau de la section réduite ce qui a engendré des comportements non représentatifs. La totalité des essais ainsi que l'explication de leur comportement se trouve en annexe. Trois spécimens ont été retenus pour le comportement post-pic.



a) Spécimen T2Os3

b) Spécimen T2Os2

Figure 5-11 : Coupe de deux os en BFUP

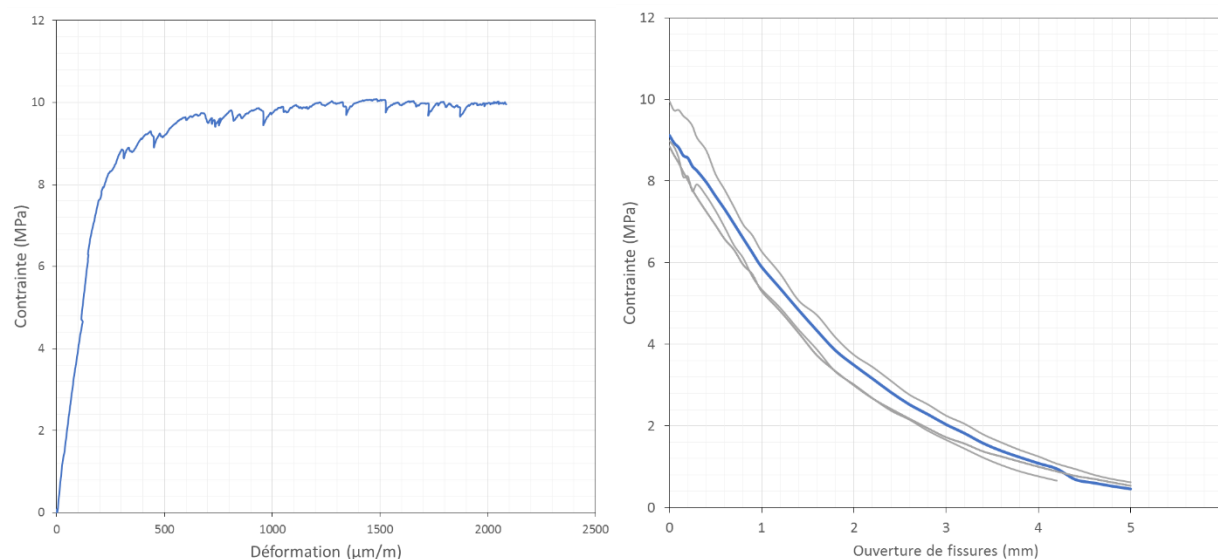


Figure 5-12 : Essais d'os en BFUP retenus et moyenne de l'évolution de la contrainte en fonction de l'ouverture de fissures

Résistance en flexion sur dallettes prismatiques

L'essai de type RILEM sur prisme entaillé a été développé pour des BFHP adoucissants et ne peut donc pas être appliqué pour le BFUP qui présente un comportement écrouissant car il procurerait une surévaluation de la résistance en traction vu les caractéristiques écrouissantes en traction directe du matériau. Cette surévaluation, déjà présente dans le BFHP70 sous forme de multi fissurations au fond de l'entaille, le serait encore davantage pour le BFUP. C'est pourquoi un autre type de test sera effectué afin de déterminer la résistance en flexion. Les spécimens testés sont des prismes de 400×150×50 mm et utilisent un chargement en 4 points où les charges sont espacées de 100 mm entre elles et par rapport aux appuis. La figure 5-13 montre une photo du montage dont une seule retenue latérale est imposée. Les prismes et le montage constituent une adaptation de l'essai ASTM C1069 pour les bétons de fibres. Les modifications portent sur l'épaisseur du prisme (50 mm au lieu de 150 mm) et des appuis qui permettent à la fois la rotation sans présenter de restrainte horizontale (rouleaux libres).

Douze dallettes prismatiques ont été testées à 26 jours dans la phase I et les sept premières ont été éliminées car le montage contenait quatre restraints au lieu d'une seule. Le graphique de la figure

5-14 représente les essais retenus ainsi que leur moyenne Cette moyenne fût atteinte en effectuant la normalisation des courbes.

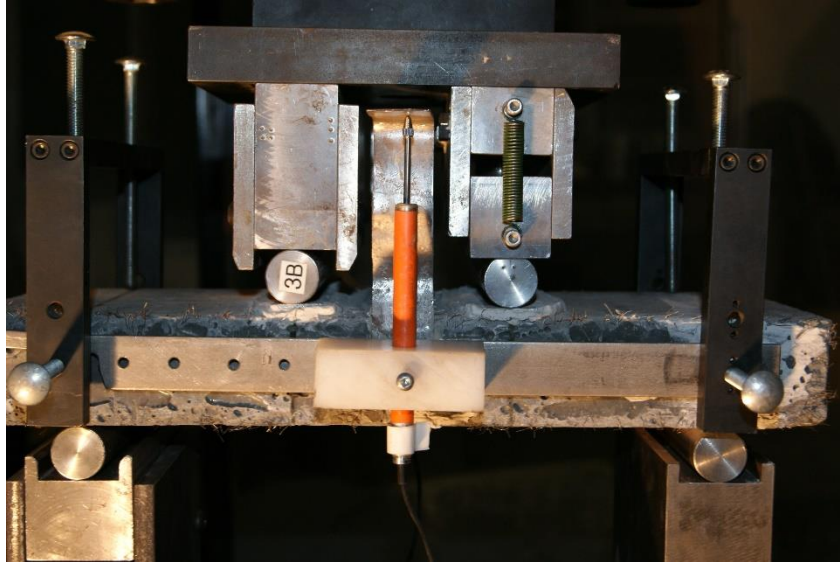


Figure 5-13 : Montage de l'essai sur dalle en BFUP

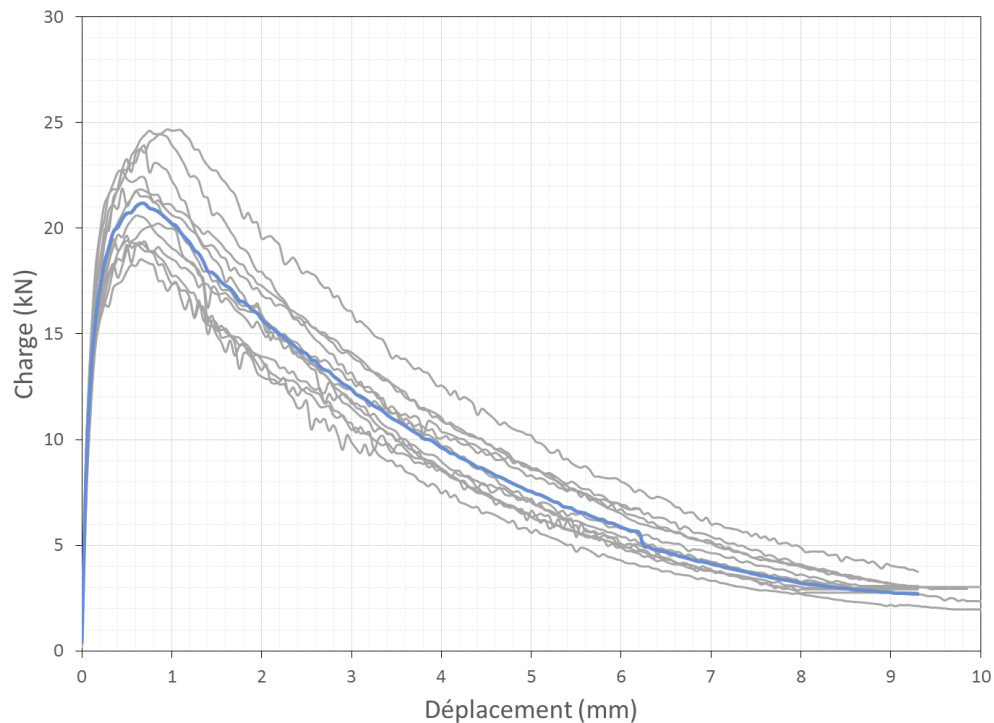


Figure 5-14 : Moyenne des dalles de BFUP

5.2 Essais en moment négatif

Cette section évalue trois formes de joints froids situés au niveau des poutres d'un pont défini lors du programme expérimental à la section 4.3.1. Le plus grand effort subit à cet endroit est le moment négatif, ce qui signifie que la zone en traction est située à la fibre supérieure de la dalle.

D'abord un survol des étapes de fabrication des spécimens sera fait, suivi du montage en laboratoire, pour finalement conclure avec les résultats cycliques et statiques. Il est à noter que tout au long de ce chapitre, les spécimens correspondant à chacun des croquis de la figure 4-7 seront respectivement nommés joint droit, joint avec petites ailes et joint avec grandes ailes.

5.2.1 Fabrication

La mise en œuvre de tous les spécimens fut effectuée à l'usine de BPD L dans l'optique de recréer les conditions telles que construites par l'industrie. Tout d'abord, les coffrages ont été réalisés par BPD L. Une première coulée des dalles fut ensuite exécutée sous la supervision de l'équipe technique de l'École Polytechnique Montréal dirigée par Cédric Androuët. La formulation ainsi que la provenance des ingrédients ont été spécifiés précédemment. Pour ce qui est de la mise en place du BFHP, un camion malaxeur permettant la coulée directe par l'entremise de bennes amovibles fut utilisé. La coulée a été effectuée à partir du milieu des coffrages des dalles. Aucune orientation préférentielle n'a donc été imposée. Le résultat des spécimens après mûrissement du béton est présenté sur les trois premières photos de la figure 5-15. La photo de la figure 5-15d illustre la rugosité de la surface de béton décrivant la forme du joint. Cette rugosité fut produite grâce à l'application d'un retardateur de prise, en plus du passage d'un jet de sable sur la dite surface. Il est possible de constater que la plupart des fibres contenues au sein de la matrice cimentaire sont positionnées parallèlement à la surface illustrant le phénomène de paroi mentionné dans la revue de la littérature. Ceci signifie que les fibres près du joint froid ne contribueront presque pas au niveau de la jonction entre les deux types de béton.



a) Joint droit – D

b) Joint avec petites ailes – PA



c) Joint avec de grandes ailes – GA

d) Rugosité des surfaces au niveau des jonctions

Figure 5-15 : Photos des joints avant la coulée de BFUP

La coulée des joints en BFUP a été réalisée après le mûrissement complet du BFHP, soit à partir de 28 jours, afin de remplir le joint. Pour ce faire, M. Gaston Doiron, représentant de Lafarge, a été présent lors de la coulée afin de diriger la mise en œuvre du BFUP et de s'assurer de la qualité produit. Le transport du béton des malaxeurs planaires aux spécimens a été effectué à l'aide de brouettes. La coulée a été initiée au milieu du joint pour tous les spécimens. Il est important de mentionner que la longueur des joints dans le cadre de cette recherche est plutôt courte contrairement à une coulée de joints faite sur un pont. Normalement, les indications techniques de l'AFGC indiquent qu'il est préférable que la longueur totale des jonctions soit divisée en plusieurs

sections temporaires durant la coulée afin d'éviter une orientation défavorable des fibres. De plus, le BFUP doit être coulé sans arrêt prolongé entre les sections afin d'éviter l'introduction de plans de faiblesse. Dans le cas où une interruption des travaux serait inévitable, l'emplacement de cet arrêt devra être situé à un endroit stratégique. Par exemple, il faut éviter une interruption au raccordement entre un joint transversal et longitudinal tel qu'illustré à la figure 5-16. Dans le cas où un arrêt de la coulée soit inévitable, il faudrait l'imposer dans une zone de sollicitation minimale.

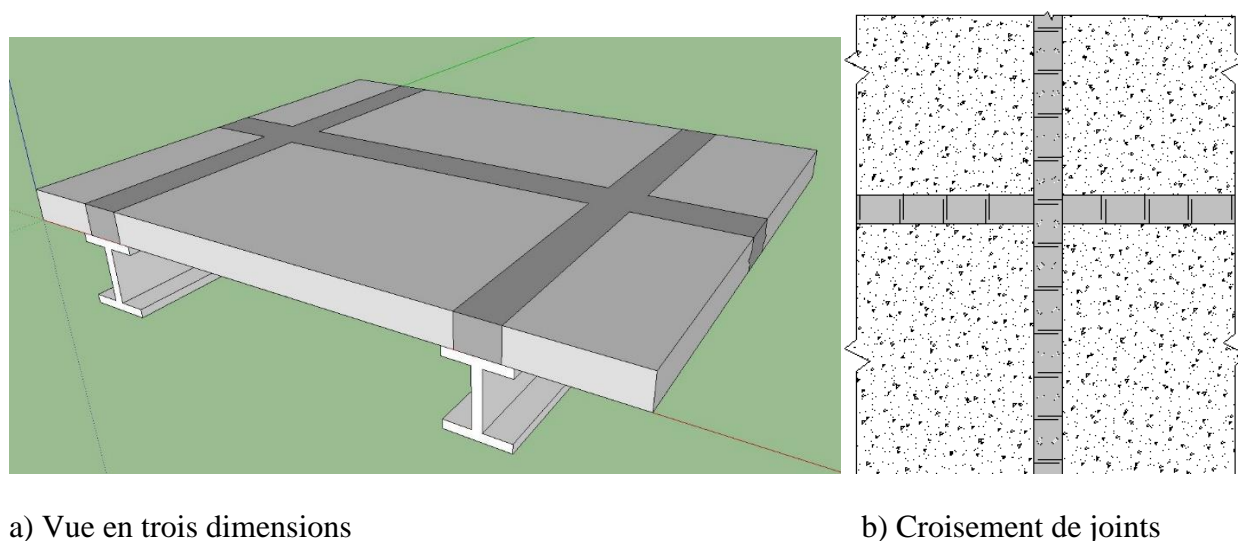


Figure 5-16 : Configurations des joints longitudinaux et transversaux entre dalles préfabriquées

5.2.2 Montage

Dans l'optique de recréer un moment négatif tout en conservant une dimension réduite du spécimen, la dalle est déposée à l'inverse sur le montage. Cette configuration positionnera la plaque représentant l'aile supérieure de la poutre en I sur le dessus du spécimen, telle que montré sur la figure 5-17. La charge est alors appliquée au milieu de la plaque, créant un moment positif qui sollicite l'armature normalement située au lit supérieur. Les appuis sont constitués d'un appui simple et d'une série de rouleaux, tandis que la charge transmise par le vérin repose sur deux plaques et une poutre HSS de transfert. Cette disposition sous le vérin permet de distribuer adéquatement le chargement sur la plaque. Lors du test en fatigue, des rouleaux sont présents au niveau de la charge, car le vérin est fixe à son extrémité, tel qu'illustré sur la figure 5-18.

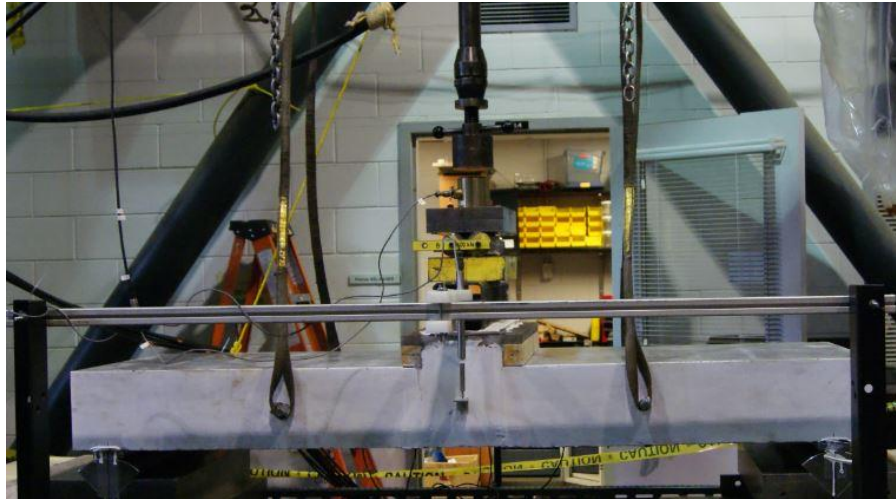


Figure 5-18 : Photo du montage pour l'essai cyclique

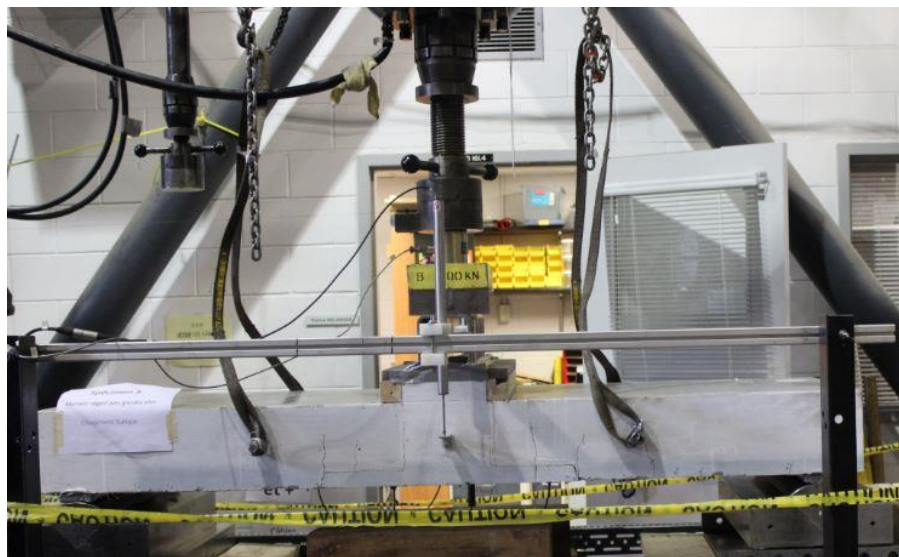


Figure 5-19 : Photo du montage pour l'essai statique

5.2.3 Essais cycliques

La fatigue au sein des tabliers de ponts est très importante puisqu'il s'agit de l'état limite le plus sollicité au cours de la vie utile d'un pont. Afin de tenir compte de cet aspect, un chargement représentant le moment négatif maximal produit par le passage de camions sur un pont typique est appliqué de façon cyclique sur la dalle. Le moment négatif choisi a été déterminé au chapitre 3 de

ce mémoire. Le moment maximal est donc de 39,2 kN-m/m et se situe à 3 m de la culée au droit d'une poutre extérieure. L'une des limitations lors de l'essai en fatigue sur du béton armé est la variation des contraintes subies par l'armature qui doit être inférieure à 125 MPa selon l'article 8.5.3.1 du Code canadien sur les ponts routier (CSA, 2014). Puisqu'une charge minimale doit être définie afin d'assurer la stabilité du spécimen, celle-ci sera calculée selon cette limitation de 125 MPa, en considérant un moment maximal de 39,2 kN-m/m. Les étapes de calcul détaillées prenant en considération l'inertie d'un béton fissuré (I_{cr}) sont présentés à l'annexe G :

$$M_{min} = \frac{f_{s\ min} I_{cr} 10^{-6}}{n(d - c_{cr})} = 6,11\ kN \cdot m \quad (5.1)$$

$$P_{min} = \frac{4M_{min}}{L} 10^{-3} = 13,6\ kN \quad (5.2)$$

Ainsi, les conditions de chargement cyclique sont :

- charge maximale = 52,1 kN;
- charge minimale = 13,6 kN;
- nombre de cycles = 1 000 000;
- fréquence des cycles = 2 Hz.

Normalement, une augmentation du nombre de barres d'armature au sein de la dalle devrait être effectuée afin d'obtenir un différentiel entre les P_{max} et P_{min} correspondant au moment créé par la charge de camions. Dans le cas présent, cet aspect n'a pas été respecté, car le chargement cyclique, lors des essais, sollicite beaucoup la dalle contrairement à la réalité où le chargement maximal ne se produit pas à une fréquence aussi importante. De plus puisque ce programme expérimental fait partie d'un ensemble de recherches faites à la Polytechnique sur les dalles préfabriquées, ce choix a été fait par souci de conformité et de représentativité. Ce qui permettra, suite à tous ces travaux, d'obtenir une idée globale du comportement de ce type de dalles.

L'ensemble des données produites lors de tous les essais cycliques ont été traités grâce à un programme fait avec Matlab. La figure 5-20 présente le déplacement au centre des trois spécimens en fonction du nombre de cycles effectués. La présence des ailes au niveau du joint en BFUP a pour effet d'augmenter la flèche dès le premier cycle. Cette augmentation, bien que minime, est causée par une ouverture supérieure du joint froid en fonction de la largeur de l'aile. Ce phénomène sera expliqué en détail dans le prochain paragraphe. De plus, un saut dans le déplacement après 900 000 cycles est détecté au premier spécimen et est due par un léger glissement d'une barre d'armature.

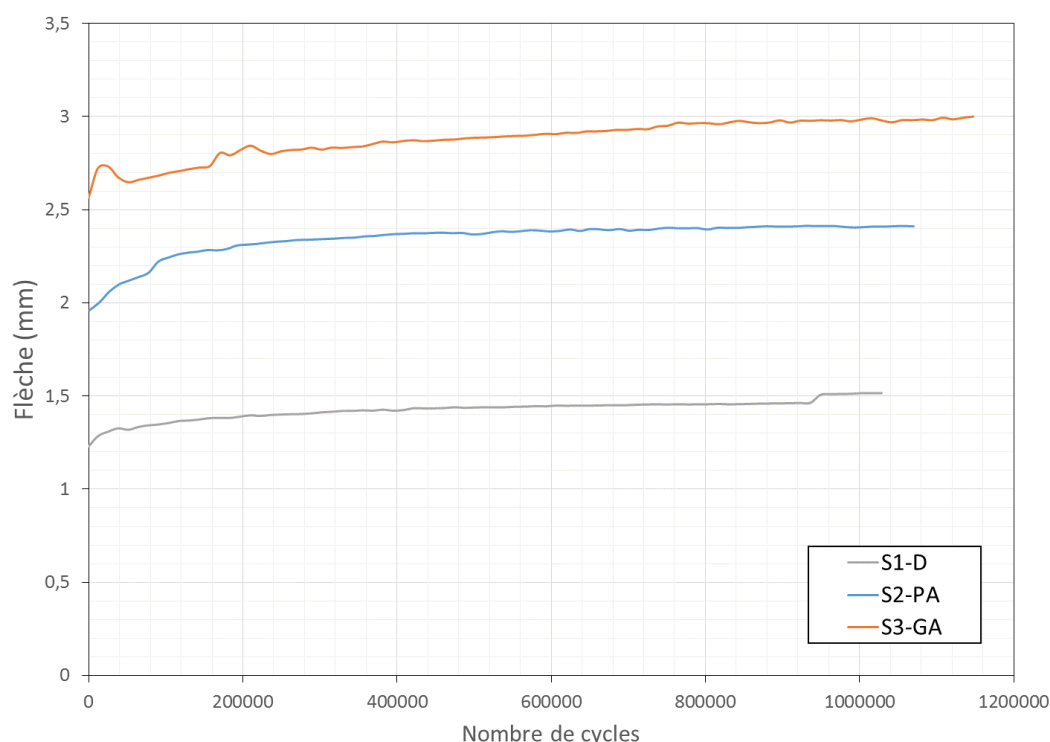


Figure 5-20 : Évolution de la flèche durant le million de cycles représentant le moment négatif

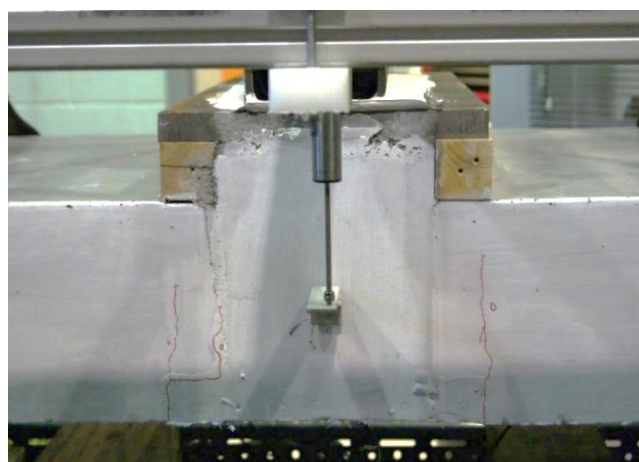
Les trois photos de la figure 5-21 représentent les patrons de fissuration au niveau de l'interface entre les dalles préfabriquées et le joint suite à l'essai de fatigue. La photo du haut est le spécimen possédant un joint droit et la fissuration s'est initiée uniquement au niveau de ce joint durant l'essai cyclique. Pour la photo du centre, elle représente le joint avec de petites ailes au niveau de la fibre inférieure. Une fissuration suivant le long du joint sans toutefois dépasser le centre de l'épaisseur est détecté. L'ouverture semble asymétrique car les marques faites au crayon le long du joint se

situent que du côté gauche. Cette fissure est pourtant présente de part et d'autre sans être nécessairement perceptible à l'œil. De plus, deux fissures se propagent dans la dalle, débutant leur course au coin supérieur de l'aile, ce qui est régulièrement observable lors de changement d'angle à 90° . La dernière photo, avec un joint constitué de grandes ailes, subit le même type d'ouverture que la précédente, mais avec une amplitude supérieure, due à l'effet de bras de levier. Il y a aussi deux fissures supplémentaires à mi-chemin de cette surlargeur qui se propage dans le BFHP.

a) S1-D



b) S2-PA



c) S3-GA

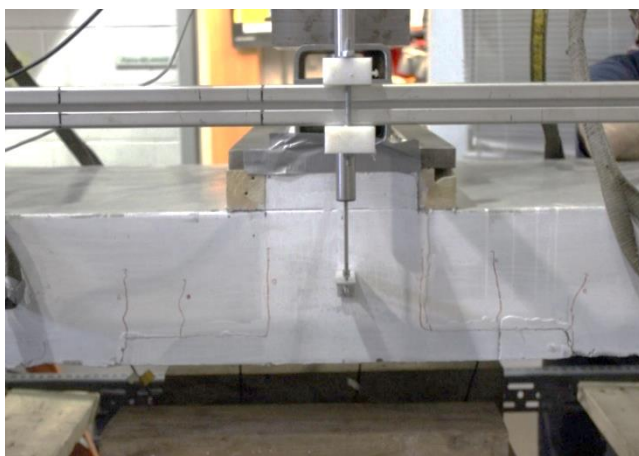


Figure 5-21 : Patron de fissuration après essai cyclique en moment négatif

5.2.4 Essais statiques

Suite à l'essai en fatigue des spécimens, ceux-ci sont amenés à la rupture. Durant cet essai, la vitesse de chargement est de 0,1 kN par seconde. La figure 5-22 présente l'évolution du moment en fonction du déplacement. Tout d'abord, en comparant la résistance maximale des spécimens, il est possible de constater que la présence de la sur-largeur du joint (ailes) est bénéfique. Effectivement, la résistance du spécimen S2-PA ayant des ailes de 50 mm de largeur est d'environ 4,2% supérieure à celle du spécimen possédant un joint droit (S1-D). Pour ce qui est du spécimen avec des ailes de 200 mm de large (S3-GA), le gain de résistance est de 13,4% par rapport au joint droit. Il est à noter que le premier essai a dû être interrompu avant l'apparition du comportement post-pic car le déplacement latéral du vérin était supérieur à 5 mm. Ce déplacement latéral est causé par une divergence précoce entre l'ouverture de fissures des deux interfaces créant ainsi un débalancement du spécimen.

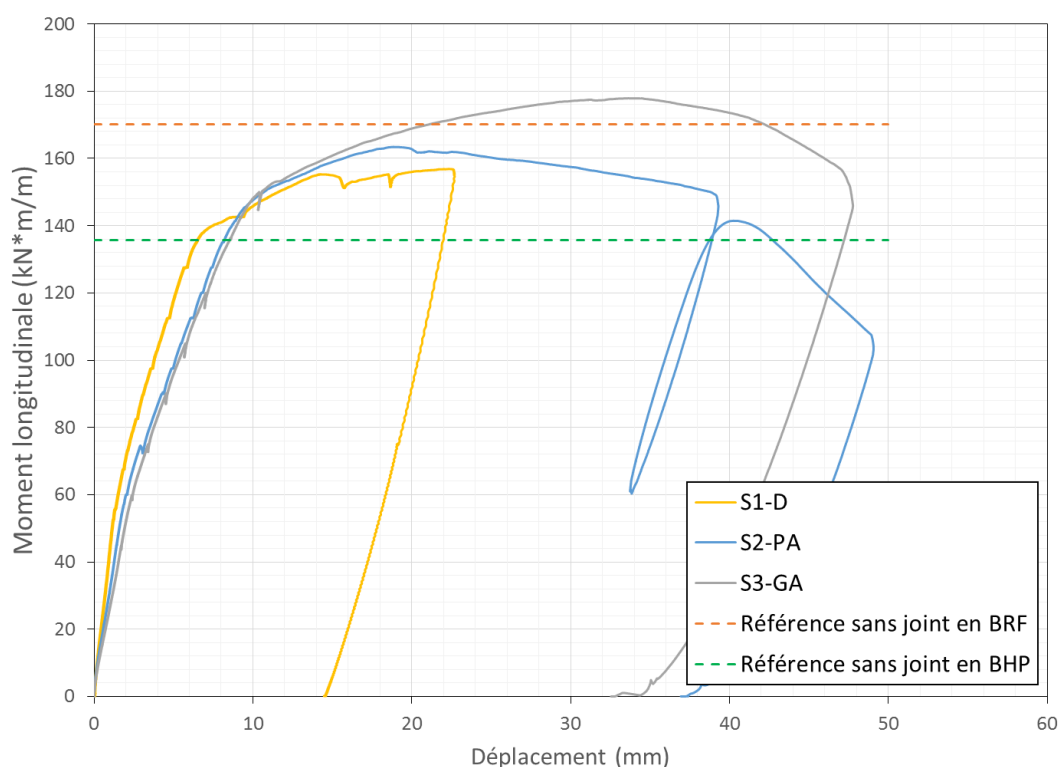


Figure 5-22 : Moment longitudinal en fonction du déplacement lors de l'essai à l'ultime du moment négatif

On observe que les spécimens avec un joint possédant des ailes ont une tendance similaire dans la première phase de l'essai, jusqu'à environ 148 kN-m/m. Le spécimen avec un joint droit présente une pente plus rigide que les autres. Ce comportement s'explique par le fait que l'endommagement des spécimens S2-PA et S3-GA est plus important suite aux essais cycliques. Ceci affecte donc la rigidité des spécimens. Par contre, dans le cas du joint droit, le changement de pente associé à la plastification des armatures dans le joint froid se produit plus tôt, soit à environ 138 kN-m/m. Malgré le fait que l'ouverture de la fissure est plus importante à l'extrémité des grandes ailes, la résistance maximale de ce spécimen est nettement supérieure à celle des deux autres. De plus, l'essai avec de grandes ailes présente une portion d'écrouissage plus marquée que celle des autres spécimens représentant, ainsi un comportement plus ductile.

De plus en comparant la valeur du moment résistant théorique de la dalle de référence calculée à la section 4.2.2 et représentée par une ligne pointillée orangée sur la figure 5-22, il est possible de constater que seul le spécimen avec des grandes ailes surpasse la résistance de la dalle référence sans joint. Autrement dit, la présence d'une sur-largeur permet d'améliorer la résistance à l'ultime de la dalle. La dalle de référence a présenté un écrouissage très faible lors de l'analyse avec le logiciel AIS présentée au chapitre 4, contrairement à tous les spécimens possédant un joint en BFUP. La phase élastique de cette dalle uniquement en BFHP est, toutefois, plus rigide que celles des spécimens avec joint (voir figure 4-5).

Finalement, le moment résistant théorique d'une dalle sans joint et avec un béton à haute résistance (BHP) est illustré par la ligne pointillée verte. Le BHP possède la même résistance que le BFHP sans toutefois avoir de fibres d'acier au sein de sa matrice. Il est alors intéressant de voir l'apport des fibres au niveau de la résistance.

Les figures 5-23 à 5-25 représentent les photos des dommages apparus suite à la ruine pour les formes de joint droit, avec petites ailes et avec grandes ailes respectivement. Les ouvertures de fissures maximales sont toutes situées aux interfaces entre le joint et la dalle pour chacun des spécimens. De plus, une ouverture verticale au milieu du joint en BFUP est observée une fois la limite ultime des spécimens atteinte. Ce phénomène de rupture est causé par un glissement des

barres d'armature. Il ne s'agit toutefois pas d'une situation critique, car la fissure se développe complètement dans la zone post-pic. Puisque le premier spécimen n'atteint pas totalement cette zone post-pic lors de l'essai, la fissure est visible que sur une face, soit celle illustrée à la figure 5-23.

Les deux spécimens avec des ailes présentent une brèche à l'angle droit intérieur du joint. Ces fissures se propagent dans le BFUP, phénomène plus marqué pour le spécimen possédant de petites ailes, ce qui contribue à affaiblir sa ductilité par rapport au spécimen à grandes ailes. Finalement, les sections de dalles préfabriquées présentent toutes de nombreuses fissures de flexion qui se forment entre le joint et les appuis.



Figure 5-23 : Patron de fissuration du spécimen avec joint droit à la rupture – S1-D



Figure 5-24 : Patron de fissuration du spécimen avec les petites ailes à la rupture – S2-PA

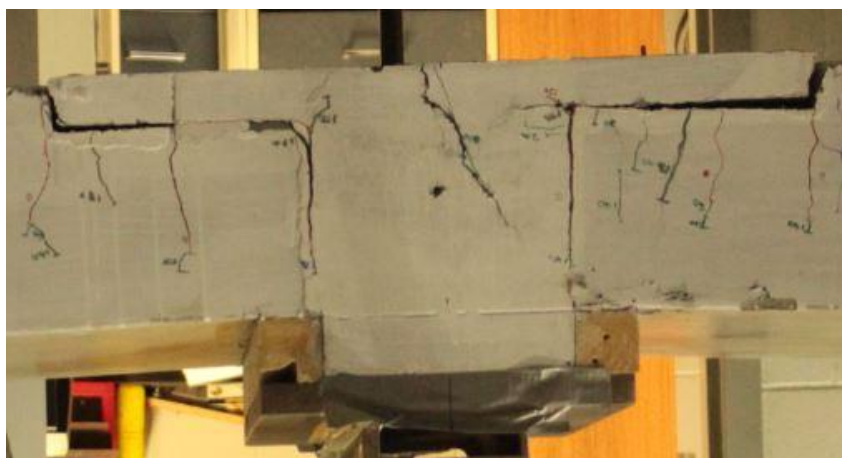


Figure 5-25 : Patron de fissuration du spécimen avec les grandes ailes à la rupture – S3-GA

Un autre aspect positif de la présence des ailes est qu'une fois la fissure initiée au niveau du joint froid, les agents agressifs n'atteindront pas directement l'armature, car cette sur-largeur se situe avant les barres. Effectivement, il est inévitable qu'une microfissuration se produise à l'interaction entre les deux types de bétons puisqu'il s'agit du plan de faiblesse. Il est toutefois possible de réduire les conséquences générées par ce comportement grâce à la présence d'ailes qui évite de diriger l'eau directement à l'armature. Malgré le fait qu'une ouverture de fissure s'est produite lors des essais cycliques

5.3 Essais en moment positif

Cette section traite de la disposition de l'armature au lit inférieur au droit d'une poutre longitudinale. Puisque cette zone est principalement soumise à un moment négatif sollicitant ainsi l'armature supérieure, une interruption des barres inférieures pourrait être effectuée afin de diminuer le risque de congestion avec les connecteurs de cisaillement. Deux spécimens sont testés sous sollicitation en moment positif. Le premier développe l'ancrage complet de ses barres inférieures tandis que l'armature du deuxième est interrompue. Dans les deux cas les barres sont ancrées dans le joint en BFUP.

5.3.1 Fabrication

Les étapes de fabrication des deux spécimens testés en moment positif sont les mêmes que celles des spécimens précédents. La figure 5-26 illustre l'intérieur du joint avant la coulée de BFUP. La dalle de gauche est semblable au spécimen avec un joint droit présenté à la section 5.2. Quant à la photo de droite, la disposition des barres en crochet est conforme à celle conçue à la section 4.3.2. Il est à noter que la largeur de 300 mm de la plaque représentant l'aile supérieure de la section WRF 1400x348 entraîne la situation la plus critique. Effectivement, la plupart des poutres de type I possède une aile supérieure plus large ou égale à celle utilisée dans la situation actuelle. Il s'agit donc de la disposition la plus propice aux problèmes de congestion entre l'écoulement du béton, la présence des goujons et les barres en attentes.



a) Barres chevauchées

b) Barres interrompues

Figure 5-26 : Configuration des joints en moment positif

5.3.2 Montage

Afin de reproduire un moment positif, la charge est appliquée de part et d'autre du joint. La figure 5-27 permet de visualiser la disposition globale du montage. Deux vérins sont utilisés durant ces essais, soit un vérin d'une capacité de 97.9 kN pour le chargement cyclique et un vérin capable d'appliquer 489.3 kN pour le chargement statique. Il s'agit des mêmes vérins utilisés lors des essais en moment négatif. De plus, seulement deux extensomètres sont ajoutés par rapport aux essais précédents. La figure 5-28 est une photo du montage permettant la division de la charge selon deux lignes de chargement. Le contact avec la dalle est effectué à l'aide de deux plaques où des rouleaux y sont déposés afin d'assurer la stabilité du chargement.

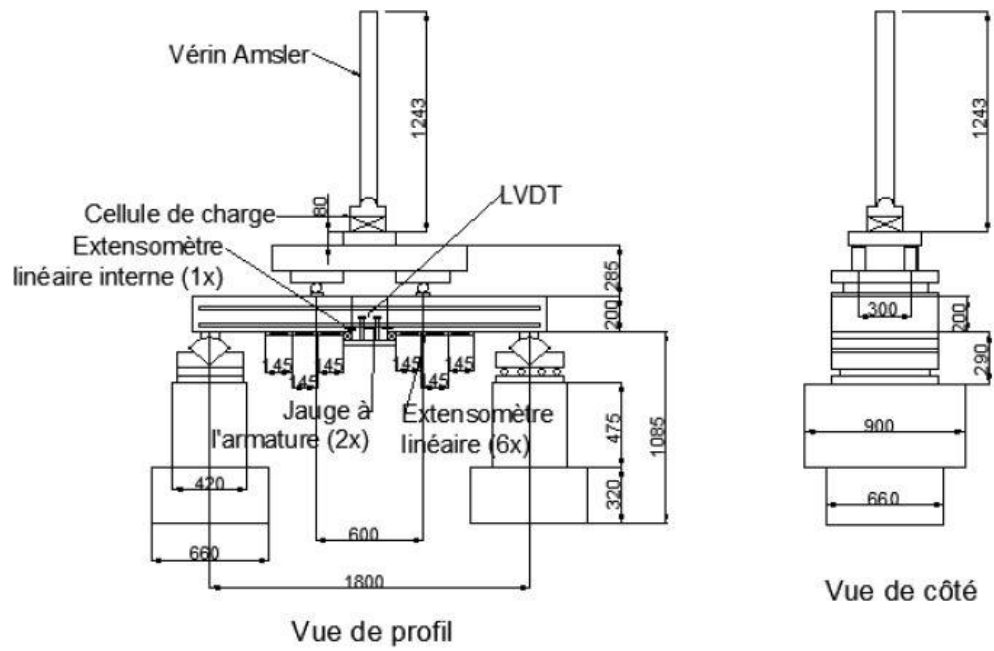


Figure 5-27 : Croquis du montage en moment positif



Figure 5-28 : Photo de l'application de la charge pour le moment positif

5.3.3 Essais cycliques

Puisqu'un fichier texte est créé à chaque 10 minutes durant un essai et que les essais ont duré 5,5 jours chacun, un traitement manuel des acquisitions auraient été trop long. Alors, un programme fait avec Matlab a été développé. Ce programme ouvre les fichiers texte, traite les données et sort deux matrices contenant les valeurs maximales et minimales correspondant au P_{max} et au P_{min} du chargement cyclique. Ces matrices peuvent, par la suite, être traitées avec le logiciel Excel. Le traitement des données des essais cycliques en moment positif a été fait selon ce qui a été décrit précédemment pour le moment négatif.

La valeur du moment maximal positif utilisé lors des essais cycliques est tirée des analyses faites avec CSI Bridge. Un moment positif de 28,5 kN-m/m au droit d'une poutre intérieure a été constaté à mi-portée. La contrainte maximale présentée ci-dessous est inférieure à 125 MPa. Puisqu'une charge minimale doit être appliquée afin d'assurer la stabilité de l'essai cyclique, une variation de 80 MPa sera imposée au spécimen.

$$M_{min} = \frac{f_{s\ min} I_{cr} 10^{-6}}{n(d - c_{cr})} = 2,63 kN \cdot m \quad (5.4)$$

$$P_{min} = \frac{M_{min}}{0,6} 10^{-3} = 4,4 kN \quad (5.5)$$

Puisque les charges maximale et minimale représentent seulement l'une des deux applications sur la dalle, la pression du vérin est doublée. Voici donc les conditions de chargement des deux spécimens :

- charge maximale = 57 kN;
- charge minimale = 8,8 kN;
- nombre de cycles = 1 000 000;
- fréquence des cycles = 2 Hz.

L'analyse de la figure 5-29 permet de constater que l'arrêt des barres en forme de crochet vers le bas du spécimen S5-P n'est pas en mesure de reprendre les charges sur le pont typique. La perte de résistance arrive à environ 600 000 cycles contrairement au premier spécimen S4-R qui se stabilise rapidement durant l'essai.

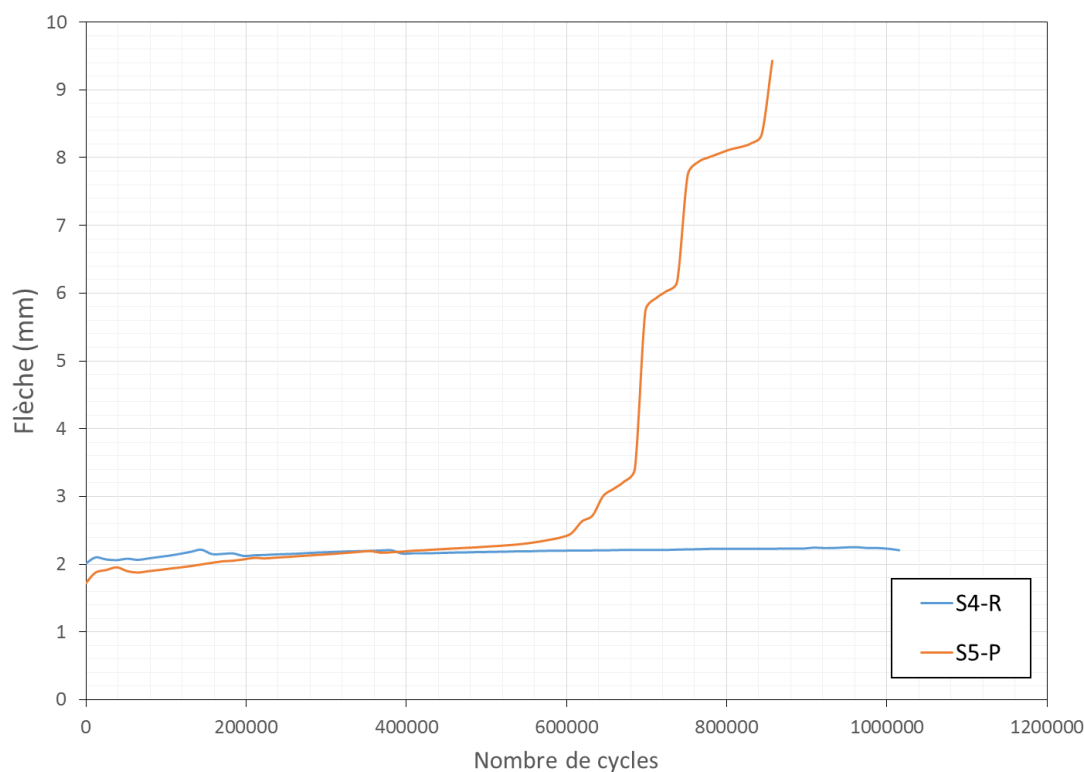


Figure 5-29 : Évolution de la flèche en fonction du nombre de cycles pour les essais en moment positif

Sur la figure 5-30, les fissures ouvertes suite à l'essai cyclique sont illustrées en noir sur la photo pour le premier spécimen (S4-R). Le patron de fissuration en moment positif pour le joint droit avec barres chevauchées est le même que celui sollicité en moment négatif (S1-D). Pour ce qui est des figures 5-31 et 5-32, elles représentent l'état du spécimen avec barres discontinuées (S5-P) à sa rupture. La dernière photo est un agrandissement de l'intérieur de la fissure et l'une des barres sectionnée située au lit inférieur y est aperçue. Une disposition du crochet vers le haut du joint aurait peut-être une meilleure résistance en fatigue.

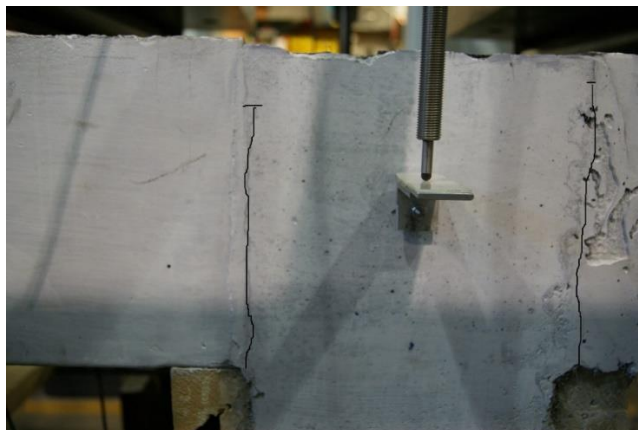


Figure 5-30 : Détérioration du spécimen avec barres continues suite au chargement cyclique
(S4-R)



Figure 5-31 : Détérioration du spécimen avec barres interrompues suite au chargement cyclique
(S5-P)

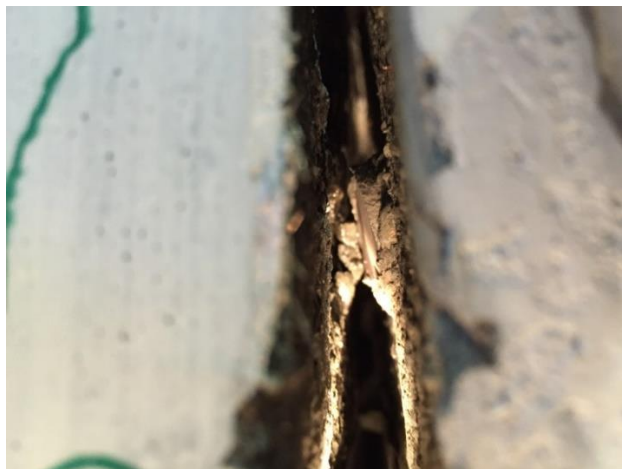


Figure 5-32 : Rupture de la barre d'armature interrompue (S5-P)

5.3.4 Essais statiques

Seulement le premier spécimen (S4-R) fut amené à la rupture puisque l'armature du second a déjà été sectionnée lors de l'essai en fatigue. La figure 5-33 représente le comportement à l'ultime du spécimen, avec un joint droit sollicité en moment positif et le moment résistant de la dalle de référence. Premièrement, le spécimen a présenté un bon comportement écrouissant qui est engendré, en outre, par l'apport du BFUP. Le moment maximal du spécimen est de 193,3 kN-m/m tandis que le moment résistant de la dalle de référence en BFHP est de 227,5 kN-m/m et est illustré à l'aide d'une ligne pointillée orangée. La présence du joint froid diminue donc la résistance de la dalle dont l'armature inférieure est tendue. Toutefois, un gain de résistance est notable par rapport à une dalle en BHP qui serait coulée en place.

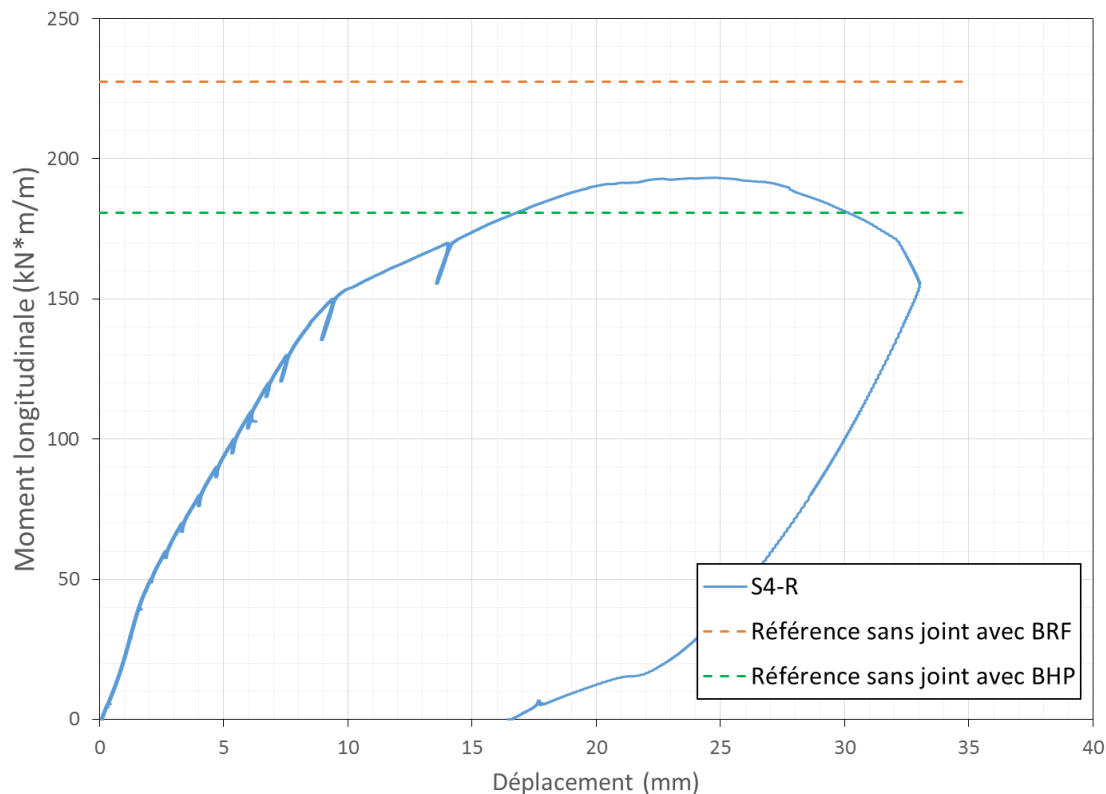


Figure 5-33 : Évolution du déplacement en fonction du moment positif durant l'essai à l'ultime

La figure 5-34 illustre le spécimen avec des barres chevauchées à la ruine. Outre l'ouverture des joints froids, les dalles préfabriquées subissent plusieurs fissures puisque le BFHP est moins performant en traction que le BFUP. Une fois le pic atteint, la microfissuration horizontale au niveau du BFUP se développe davantage. La hauteur de cette fissure correspond au lit d'armature inférieur, ce qui signifie que les barres ont subi de la flexion, suivi d'un glissement et ce, sur toute la largeur.

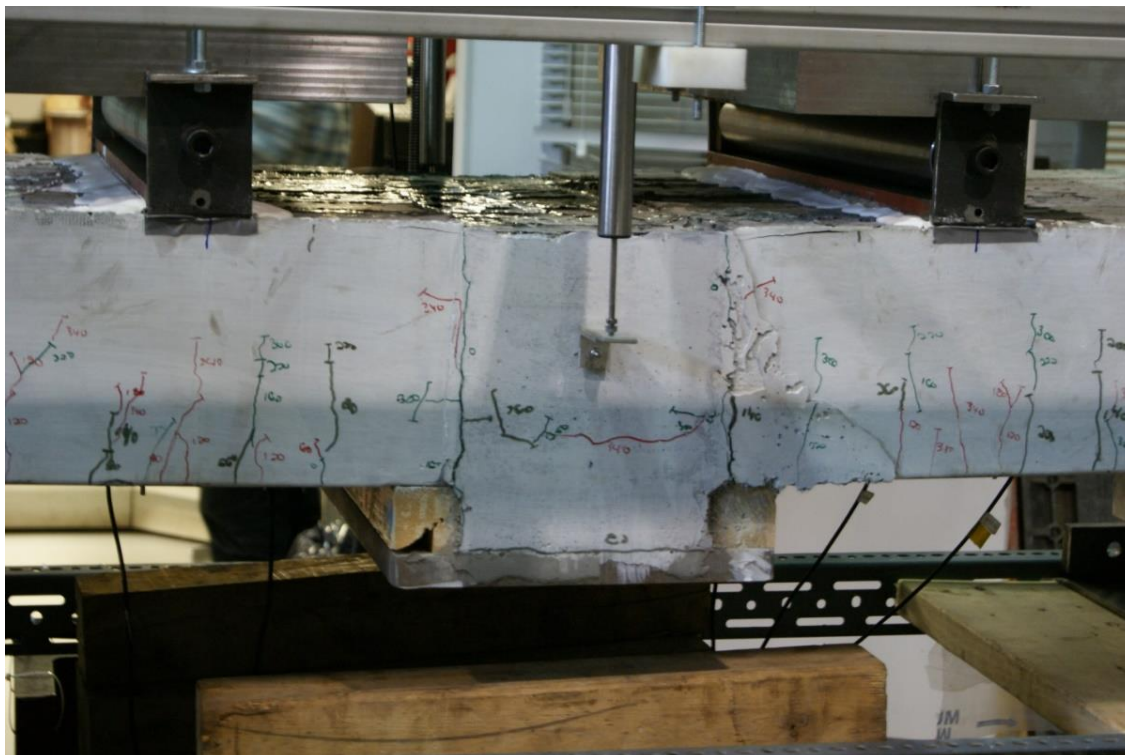


Figure 5-34 : Patron de fissuration à l'ultime du spécimen avec barres continues (S4-R)

5.4 Sommaire des essais de flexion

Bref, les spécimens possédant des ailes au joint longitudinal situé au-dessus d'une poutre présentent un gain important de ductilité en plus d'une résistance supérieure. La forme de joint avec de grandes ailes est la plus performante et la plus efficace puisqu'elle réduit le risque de corrosion des barres d'armature du lit supérieur en rallongeant la trajectoire que doit emprunter l'eau contrairement au joint droit où l'atteinte de l'armature est directe suite à l'ouverture du joint froid. La flèche supérieure obtenue lors des essais cyclique pour le spécimen S3-GA est surestimée puisqu'en réalité les ailes s'approchent du point d'inflexion du moment négatif. Ce n'est pas le cas de la disposition des essais car un chargement ponctuel entre deux appuis a été préconisé. La flèche ainsi que l'ouverture de la fissure seront donc réduite en réalité. Le comparatif entre les trois formes de joint demeure toutefois pertinent.

Pour ce qui est du détail du lit inférieur au niveau du joint, le pliage des barres vers le bas n'est pas recommandé. Toutefois il serait intéressant de développer un autre mécanisme afin d'éviter un conflit éventuel entre les barres et les goujons. Le comportement en flexion positive du spécimen avec un joint fait de BFUP est toutefois supérieur à celui d'une dalle sans joint fait de BHP. Ceci confirme donc le bon comportement des dalles préfabriquées avec des joints en BFUP.

CHAPITRE 6 MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS

Une modélisation numérique à l'aide d'éléments finis non linéaires permet de prédire le comportement d'éléments structuraux et permet de réduire le nombre de tests en laboratoire. Toutefois, avant de pouvoir effectuer des analyses sur diverses problématiques, il faut valider le modèle d'éléments finis en le comparant à des essais physiques. Par la suite, les matériaux, les interactions de surfaces, les conditions frontière, etc. pourront être appliqués à des systèmes semblables avec un degré de confiance plus élevé. Ce chapitre portera donc sur les étapes de validation d'un modèle recréant le comportement des dalles préfabriquées avec joint en BFUP à l'aide du logiciel d'éléments finis ABAQUS (Hibbitt, Karlsson, & Sorensen, 2010) et du modèle constitutif EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2015). D'abord, les caractéristiques communes à chaque modélisation seront énoncées, suivies de l'analyse comparative entre modèles d'éléments finis et avec leur équivalent expérimental. Pour conclure, une appréciation générale du modèle sera élaborée selon différents aspects.

6.1 Caractéristiques de modélisation

Les données du modèle sont primordiales, car un changement minime peut avoir un impact majeur sur les résultats obtenus. Cette section fera un survol des valeurs appliquées à toutes les dalles préfabriquées avec un joint froid à la poutre. Les matériaux utilisés dans le cas actuel sont le BFHP70 développé à l'École Polytechnique de Montréal pour les dalles avec 1% de fibres, un BFUP Ductal avec 2% de fibres dans les joints et l'armature d'une nuance 400W.

6.1.1 Principes généraux du logiciel

Le logiciel d'éléments finis ABAQUS est disponible en version standard et explicite. Les analyses incrémentales réalisées avec ces deux approches diffèrent considérablement. Dans le premier cas, la matrice de rigidité doit être inversée à chaque incrément alors que dans le second des analyses dynamiques quasi-statiques sont réalisées sans inversion de matrice. La version 6.11-2

d'ABAQUS/Explicit a été utilisée. Les différentes fonctionnalités et leurs impacts sur le modèle seront développés dans cette section.

6.1.2 Choix des éléments finis

Le type d'éléments finis joue sur la précision des résultats et le temps de calcul. Un équilibre doit être atteint entre ces deux aspects afin d'optimiser le modèle d'analyse. Dans le cas des spécimens à l'étude, des éléments 3D à 8 nœuds ont été utilisés pour tous les éléments rectangulaires, c'est-à-dire les plaques d'acier, les dalles préfabriquées et le joint en BFUP. Dans le but d'éviter des phénomènes de blocage en cisaillement et d'incompressibilité, une intégration réduite fût imposée. Cette simplification implique qu'un seul point au centre de l'élément est calculé au lieu du calcul indépendant des 8 nœuds contenus au sein de l'élément fini. L'utilisation de l'intégration réduite provoque cependant du blocage en cisaillement aussi appelé « hourglassing » en anglais. Contrairement à la figure 6-1 représentant la déformation réelle d'un élément soumis à de la flexion, un verrouillage en cisaillement ne permet pas la reproduction exacte de la déformation des zones tendues et comprimées tel que démontré sur la figure 6-2. Effectivement, les fibres supérieures et inférieures de l'élément à la figure 6-2 sont droites, tandis qu'une forme parabolique devrait être aperçue.

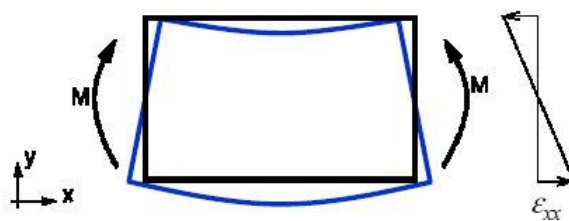


Figure 6-1 : Flexion d'un élément fini

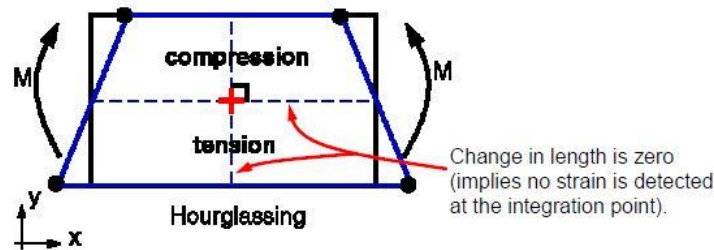


Figure 6-2 : Hourglass

Afin de contrer ce phénomène, une option appelée « relaxed stiffness » est appliquée aux éléments, ce qui a pour effet d'assouplir la matrice de rigidité. Une façon de constater la création d'un verrouillage en cisaillement se fait par la vérification du ratio de l'énergie cinétique sur l'énergie interne qui devrait demeurer sous 5%. Cette énergie artificielle est un ratio entre l'énergie générée par le modèle avec intégration réduite sur l'énergie réelle.

Pour ce qui est des armatures, des éléments unidimensionnels de type treillis ou « truss » ont été utilisés. Ces éléments ne considèrent qu'un seul degré de liberté dans le sens longitudinal de la barre. Il est donc impossible de recréer de la flexion avec ce type d'élément. Puisque la sollicitation des armatures est uniaxiale dans le cas présent, cette simplification est adéquate. La rigidité des éléments est alors déterminée par l'aire de l'armature, soit 300 mm^2 représentant une barre de type 20M.

6.1.3 Caractéristique de l'acier d'armature

Le comportement en traction de l'acier 400W des armatures aura un impact important sur la résistance globale des spécimens. En fait, les barres sont pratiquement les seuls éléments assurant le transfert des efforts de traction après l'ouverture du joint froid. La loi plastique de l'acier est tirée des essais faits sur les échantillons de barres 20M.

Dans les spécimens, un chevauchement des barres d'armature a été fait au niveau du joint, toutefois, ce chevauchement n'a pas été modélisé. La reproduction d'un chevauchement de barre dans

ABAQUS implique l'utilisation d'éléments 3D où une force de friction correspondant à l'arrachement d'une barre avec des crénelures dans le BFUP serait modélisée. Cette modélisation en soit est complexe à recréer et le temps de calcul augmenterait exponentiellement. La simplification du ferrailage dans le joint en une barre se prolongeant sur toute la longueur du spécimen est donc une meilleure solution. L'effet de ce choix sera commenté lors de l'analyse des résultats obtenus suite aux modélisations.

6.1.4 EPM3D

Le modèle constitutif EPM3D «Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel» développé à l'École Polytechnique Montréal (Massicotte & Ben Ftima, 2015) permet de modéliser le comportement du béton dont en particulier les bétons avec fibres d'acier. Ces matériaux anisotropes nécessitent une modélisation poussée afin de bien représenter leur mode de rupture. Des comportements tels que le confinement en compression et la perte graduelle de résistante en traction suite à la formation d'un réseau de fissures sont primordiaux dans la modélisation d'un béton. Puisque les bétons fibrés ont une réponse particulière en traction, ce logiciel permet de rentrer une loi de matériau complète incluant la courbe post-pic. De plus, EPM3D génère des résultats nommés « state variable » (SDV). Ceux-ci permettent, entre autres, de visualiser la propagation de la fissuration au cours de l'analyse. Ce modèle constitutif est greffé au logiciel ABAQUS par l'entremise d'un matériau usager (« User Material »).

Le béton renforcé de fibres est modélisé en se basant sur les résultats obtenus des essais de caractérisation, plus particulièrement à l'aide des dalles circulaires et de la portion post-pic des os. Le comportement des dalles fait de BFHP correspond à environ 85% de la contrainte post-pic obtenus par Nicola Cordonì (Cordonì, 2015). La courbe moyenne utilisée par Cordonì est montrée en rouge sur la figure 6-3. Tel que mentionné précédemment, les travaux de Julien Doyon Barbant portant sur l'orientation des fibres au sein d'un BFHP indiquent que le comportement post-pic dû à l'effet de paroi est réduit de 40% par rapport à la résistance obtenue avec les essais en traction directe pour le béton situé près de coffrages (Doyon Barbant, 2015). Puisque les spécimens testés ont des petites dimensions, ce phénomène créant une orientation défavorable des fibres dans les

zones de sollicitation doit être pris en considération lors de la modélisation. La loi post-pic illustrée en bleu sur la figure 6-3 est donc tirée de la moyenne des os, réduite de 40%. La contrainte maximale en traction n'a toutefois pas été diminuée, car la matrice cimentaire possède la même résistance. Les fibres agissent seulement une fois la première fissure initiée ce qui est aussi applicable au BFUP. Il est toutefois important de mentionner que les essais de caractérisation en flexion de par leurs dimensions modestes représentent adéquatement les éléments structuraux.

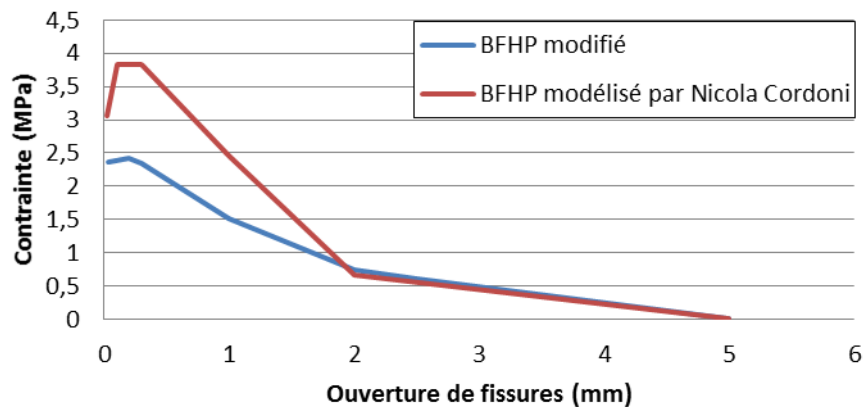


Figure 6-3: Comportement post-pic du BFHP modélisé dans ABAQUS

En second lieu, le comportement du BFUP a été introduit dans le logiciel en s'appuyant sur la moyenne des os. La version d'EPM3D utilisée lors de la réalisation des analyses n'était pas encore conçue pour recréer l'écrouissage présent dans le comportement en traction du BFUP. Une version plus récente existe et permet cette modélisation du BFUP par contre il est impossible de combiner un béton sans écrouissage soit le BFHP avec un béton écrouissant (BFUP). Alors, la section écrouissante fut introduite dans la zone post-pic. Il suffit de convertir la déformation des os en ouverture de fissure selon la grosseur des éléments finis. Pour les mêmes raisons que le BFHP, une réduction du comportement a dû être effectuée. Cette réduction est de 50% lorsque les fibres sont orientées à 45° selon les travaux de Sébastien Delsol (Delsol, 2012) et de Fabien Lagier (Lagier, 2015). Dans le cas du BFUP, la contrainte maximale diminue aussi de moitié, car la partie écrouissante est affectée par l'orientation des fibres contrairement au BFHP qui ne possède pas d'écrouissage. La figure 6-4 illustre le comportement post-pic utilisé dans la modélisation du joint.

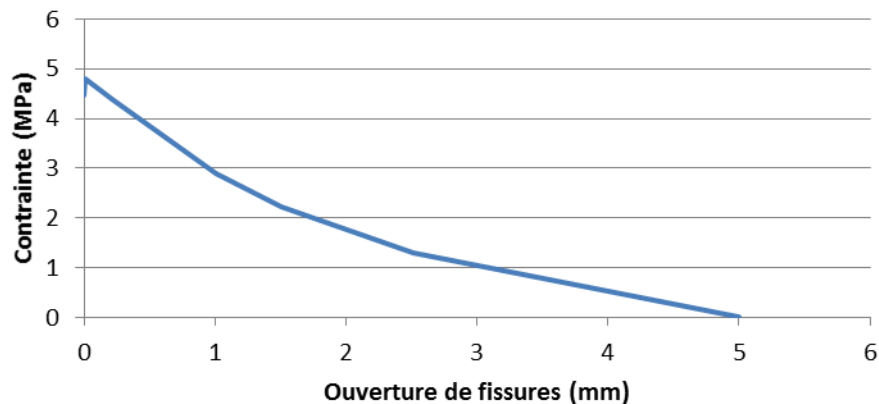


Figure 6-4 : Comportement post-pic du BFUP modélisé dans ABAQUS

La figure 6-5 permet de mieux visualiser la différence entre le BFHP et le BFUP alors que l'impact de la réduction est clairement illustré. Il est possible de constater que malgré une orientation défavorable, le BFUP possède toujours une résistance supérieure au BFHP.

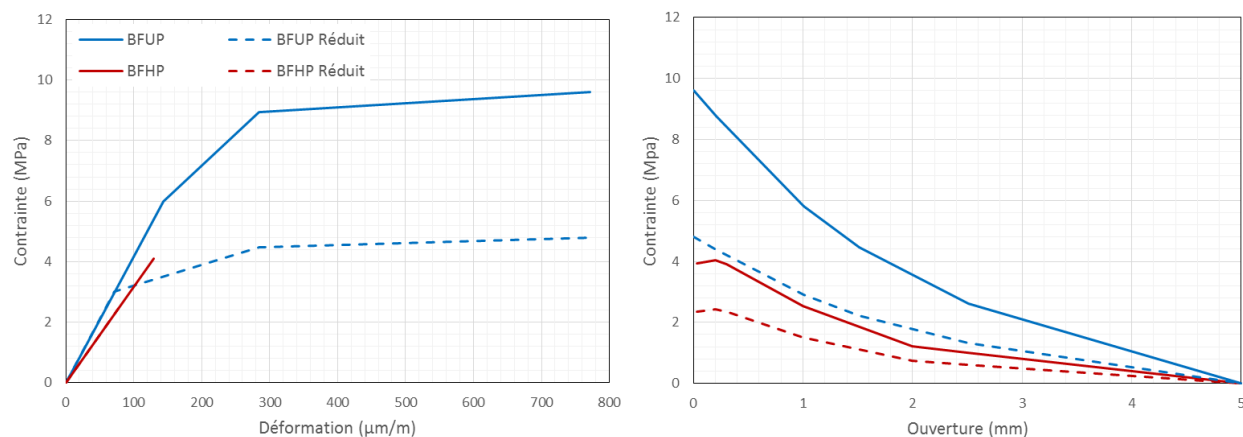


Figure 6-5 : Comparaison entre les deux types de béton avec et sans orientation favorable

6.1.5 Conditions frontières

Les conditions frontières sont constituées d'appuis, de charges et de plans de symétrie au sein de la modélisation. Le chargement et les appuis ont été appliqués sur des plaques en acier afin d'éviter un poinçonnement dû à une application linéaire du déplacement et des retenues. De plus, ces

plaques sont présentes sur le montage qui doit être recréé le plus justement possible dans l'optique d'obtenir une comparaison avec les essais statiques faits en laboratoire.

Afin de réduire le temps de calcul, les modèles ont été réduits en considérant deux plans de symétrie. Cette simplification est possible grâce à la symétrie des modèles suite à l'élimination du chevauchement des barres. Dans le cas où une symétrie est appliquée transversalement (selon la ligne central de la poutre) et qu'un chevauchement est modélisé, ceci créera, au niveau du joint, une barre continue et une courte barre qui n'est pas ancré dans la dalle et aillant une longueur de 150 mm. La figure 6-6 illustre la modélisation complète du spécimen du joint avec petites ailes testé en moment négatif. Les différentes couleurs représentent chacune un matériau différent tel que décrit au tableau 6-2. L'élément de bois (coffrage perdu) contribue très peu au comportement puisqu'il est libre de se déplacer et que sa capacité est faible par rapport aux matériaux qui l'entourent. Cet élément a pour principal objectif d'espacer la poutre représentée par la plaque dans le cas actuel des dalles préfabriquées. Effectivement, il est rare de retrouver des ponts où la dalle est directement appuyée sur les poutres et, par souci de représentativité, cet élément fut reproduit. La figure 6-7 permet de visualiser les symétries appliquées au modèle numérique, soit les plans XY et ZY. Il est important de se rappeler que la dalle est inversée et que le déplacement contrôlé est appliqué à la limite de la plaque supérieure affichée sur la figure 6-7.

Tableau 6-1 : Identification des différents matériaux du modèle en fonction de leur couleur

Couleur	Matériau
Rouge	BFHP70
Vert	Acier
Beige	BFUP
Bleu	Bois

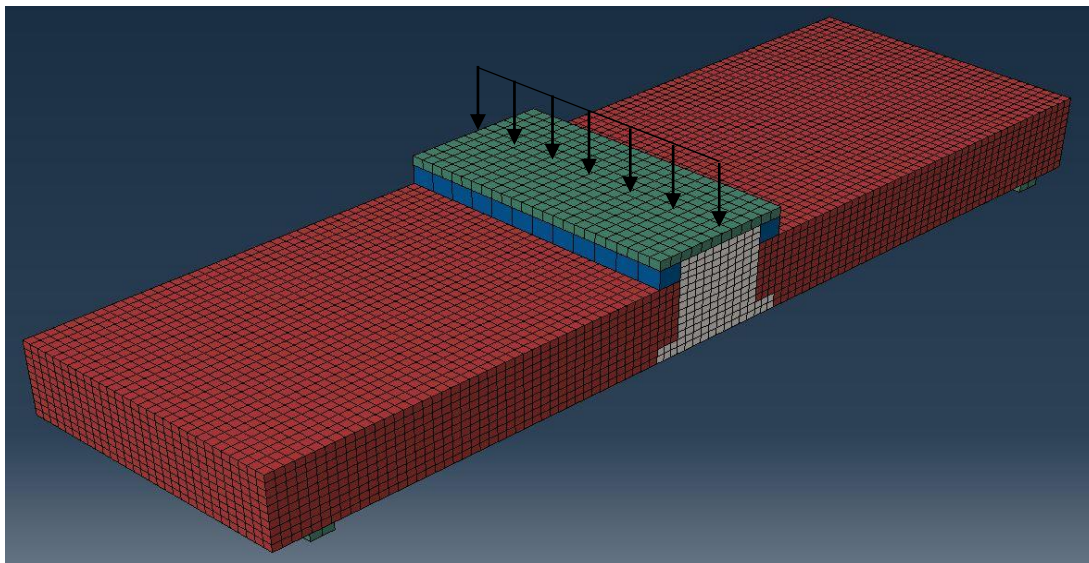


Figure 6-6 : Modélisation complète du spécimen avec de petites ailes

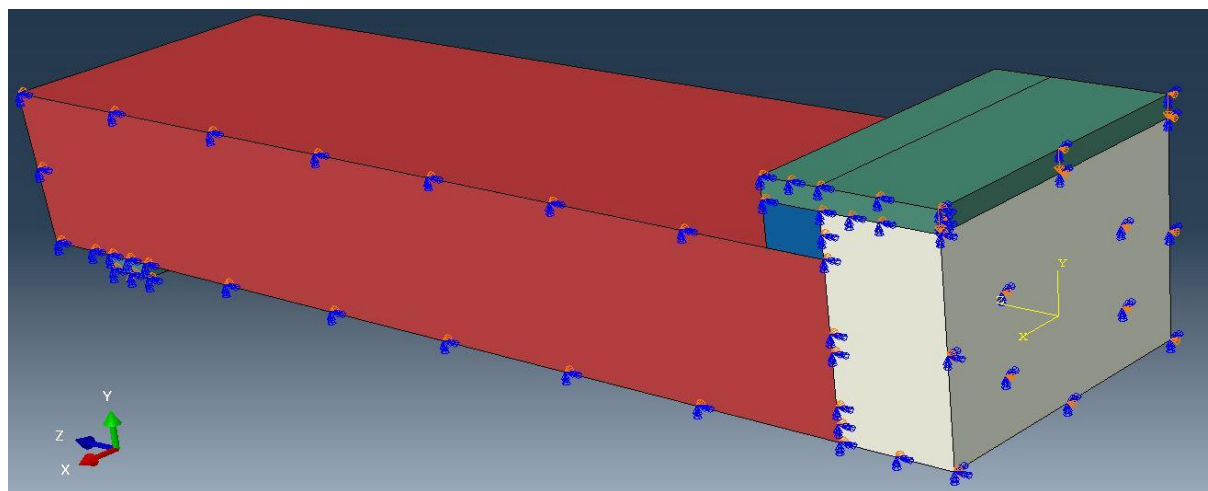


Figure 6-7 : Modélisation avec symétries

6.1.6 Interface au niveau du joint

En se basant sur les analyses expérimentales, l'interface entre les deux types de béton est le plan de faiblesse des spécimens. Une résistance normale à l'interface signifiant la cohésion entre la dalle et le joint doit correspondre à la retenue apportée par la rugosité des surfaces. En plus de cette force, les spécimens constitués d'ailes présentent un frottement à la jonction horizontale des bétons.

Afin de reproduire ces deux types de retenue, une interaction de type cohésive est utilisée. Les paramètres à déterminer pour cette interaction sont constitués de coefficients de rigidité (K_{nn} , K_{tt} et K_{ss}), de contraintes maximales (σ_{nn} , σ_{ss} et σ_{tt}) et de ratios du déplacement total sur le déplacement plastique ($\delta_n^t / (\delta_n^t - \delta_n^{max})$, $\delta_s^t / (\delta_s^t - \delta_s^{max})$, $\delta_t^t / (\delta_t^t - \delta_t^{max})$). La Figure 6-8 illustre le rôle de chaque valeur au sein du comportement de l'interaction. L'influence de la pente linéaire sur la rigidité globale du spécimen est négligeable, car il ne s'agit pas de la rigidité la plus critique. La dalle en BFHP possède la plus faible rigidité suite au chargement cyclique; la pente élastique des spécimens est donc attribuable à la rigidité de la dalle et non à celle de l'interface. La contrainte maximale pouvant être reprise par le joint avant l'ouverture de ce dernier a un impact sur l'initiation de la plastification du modèle. Effectivement, une augmentation de la contrainte a pour effet de retarder l'atteinte de la limite élastique. Enfin, le comportement post-pic du lien de type surface de contact ou « cohesive layer » est défini en une chute drastique de la résistance, car aucun mécanisme, outre l'armature, ne retient la propagation de l'ouverture de la fissure.

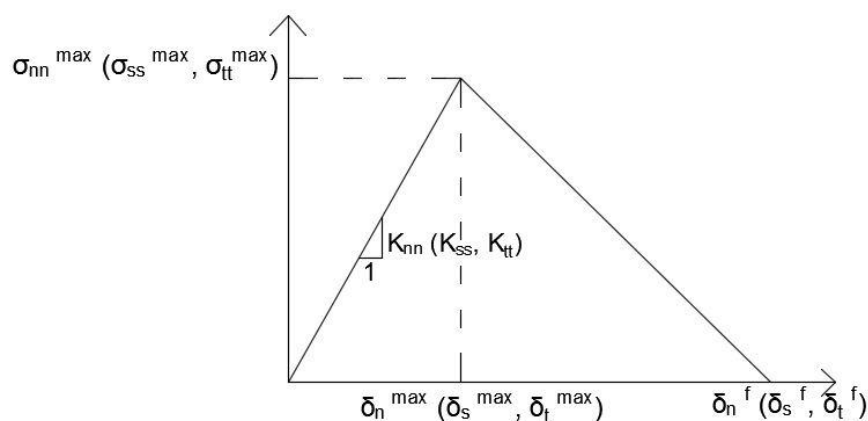


Figure 6-8 : Propriétés de la surface cohésive dans ABAQUS

6.2 Changement de la forme du joint

Dans cette section, les trois formes de joints seront modélisées et comparées à l'essai à la rupture fait au laboratoire. D'abord, les particularités appliquées à la modélisation en moment positif seront survolées, suivies de l'analyse de chaque modèle.

6.2.1 Particularité

Premièrement, la restrainte aux parois verticales des spécimens est créée par l'adhésion entre les deux bétons qui est principalement causée par la rugosité de la dalle. Une fois cette adhésion dépannée, seulement l'armature empêchera le joint de s'ouvrir. Afin de se rapprocher le plus possible des effets engendrés par l'essai en fatigue, les fissures verticales déjà ouvertes suite au chargement cyclique n'auront aucune restriction de type contact de surface « cohesive layer ». Pour ce qui est des interfaces horizontales, le frottement, contrairement à la résistance normale au plan, se reproduira lorsque les deux éléments referont contact. Or, les spécimens avec ailes, donc avec interfaces horizontales, ne posséderont aucune surface de cohésion dans la zone verticale au bout de l'aile. Toutefois, leurs sections horizontale et verticale dans le haut du spécimen présenteront respectivement un frottement et une cohésion. Le spécimen avec joint droit ne présentera aucune restriction au niveau de la jonction, car celui-ci a déjà été fissuré lors de l'essai en fatigue. La valeur donnée aux contraintes normale et tangentielle est de 1,5 MPa et prend en considération la perte due au retrait. Pour un modèle où le retrait serait représenté séparément, la contrainte serait d'environ 2.5 MPa en se basant sur les essais fait par Marie-Claude Lessard (2009). Pour ce qui est de la résistance post-pic, un ratio de déplacement très grand a été imposé ($\delta_n^t / (\delta_n^t - \delta_n^{max}) = 10$) afin qu'aucune résistance ne soit prise en considération.

Ensuite, une autre interaction intégrée dans le modèle, en plus du « cohesive layer », est le « hard contact ». Cet ajout empêche deux sections en compression d'entrer l'une dans l'autre. Effectivement lors d'un contact engendré par la compression, les éléments de chaque côté ont tendance à se fondre ensemble, ce qui a pour effet d'augmenter considérablement la résistance. Dans le cas présent, la section supérieure du joint froid démontre cette tendance.

Pour tous les spécimens, les deux éléments constitués de béton, soit la dalle et le joint, possèdent des éléments finis cubiques de 20 mm. La forme et la dimension des éléments influencent grandement le temps de calcul. De plus, un élément dont tous les côtés sont de dimension égale diminue les temps d'analyse. L'appréciation du raffinement du maillage sera décrite suite à l'analyse des résultats.

Finalement, le déplacement imposé à la structure est appliqué linéairement au centre de la plaque représentant l'aile supérieure de la poutre. Cette distribution de la charge se rapproche de celle produite au laboratoire. Ce déplacement est appliqué progressivement jusqu'à 50 mm grâce à une fonction d'amplitude appelée « smooth step ». L'amplitude en question fait évoluer le déplacement de façon lente au départ et à la fin de l'analyse, ce qui réduit le risque de distorsion et d'instabilité des éléments causé par un chargement trop rapide.

6.2.2 Résultats

Dans cette section, une comparaison entre les résultats expérimentaux et analytiques de chaque configuration sera effectuée séparément. Premièrement, la figure 6-9 illustre le comportement du spécimen possédant un joint droit. La pente de la phase élastique des deux méthodes est semblable, car l'essai cyclique a engendré très peu de fissures dans la dalle. Puisque le joint froid s'est ouvert au début du chargement cyclique libérant ainsi de l'énergie, la rigidité du BFHP contenue dans la dalle n'a subi qu'une légère diminution. Ensuite, la limite élastique du modèle est plus petite que les mesures expérimentales due à la vitesse de chargement qui a accidentellement été augmenté durant les essais. Par contre, la pente plus accentuée du modèle analytique conduit à une résistance comparable à l'expérimentale. Cette différence est de 2,7% entre les charges au moment où le déplacement est de 22,7 mm, soit l'instant où l'essai à l'ultime fut arrêté. Le spécimen numérique présente la ductilité que l'essai expérimental n'a pas pu capter. La résistance maximale atteinte lors de la modélisation est alors de 218 kN, donc supérieure de 10,9 kN à la résistance expérimentale. Il est à noter que cette ductilité demeure toutefois inférieure à celle des spécimens avec ailes.

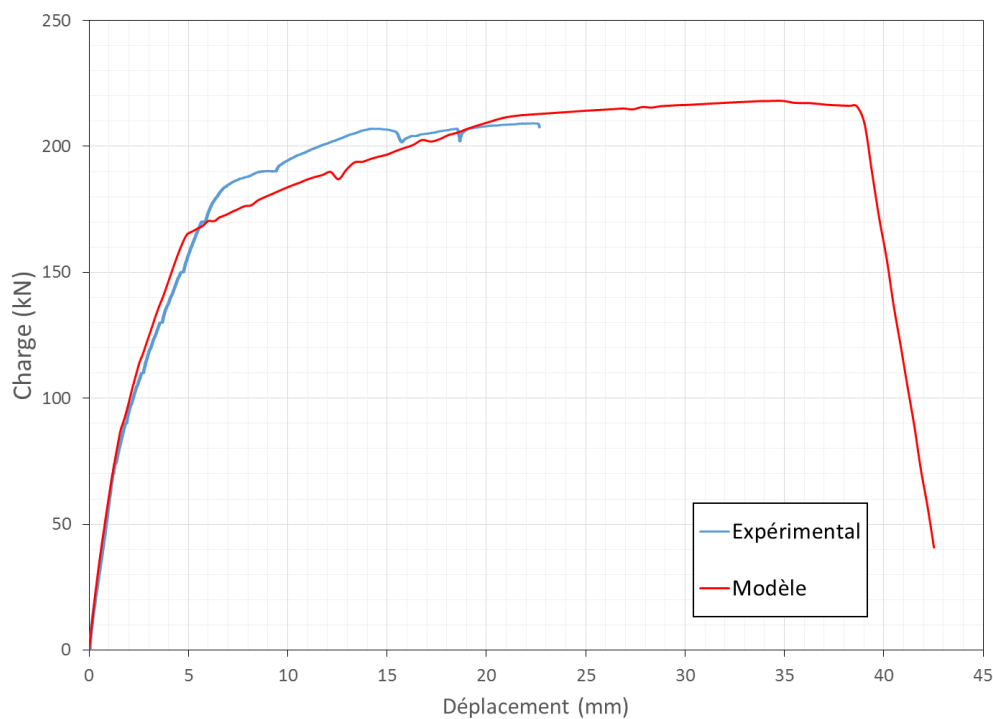


Figure 6-9 : Résultat analytique du spécimen avec un joint droit soumis à un moment négatif

La figure 6-10 montre une photo du spécimen avec joint droit à la rupture. Les éléments fissurés sont représentés en bleu foncé dans le modèle numérique à la figure 6-11. Pour ce qui est du joint en BFUP, la fissure située au milieu du joint et causée par le glissement des barres n'est pas visible, car aucun chevauchement de barres n'a été considéré dans le modèle.

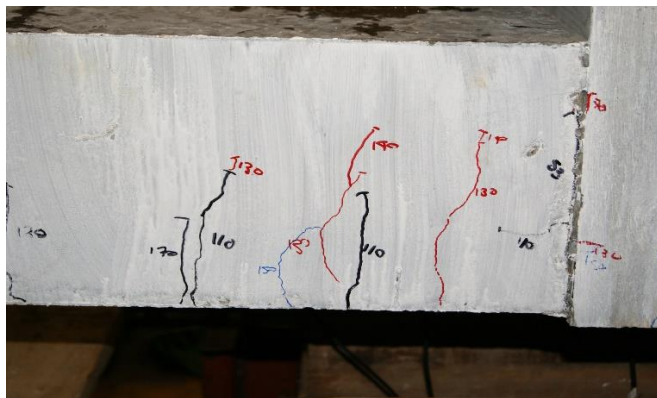


Figure 6-10 : Patron de fissuration du modèle expérimental du spécimen avec un joint droit à la rupture

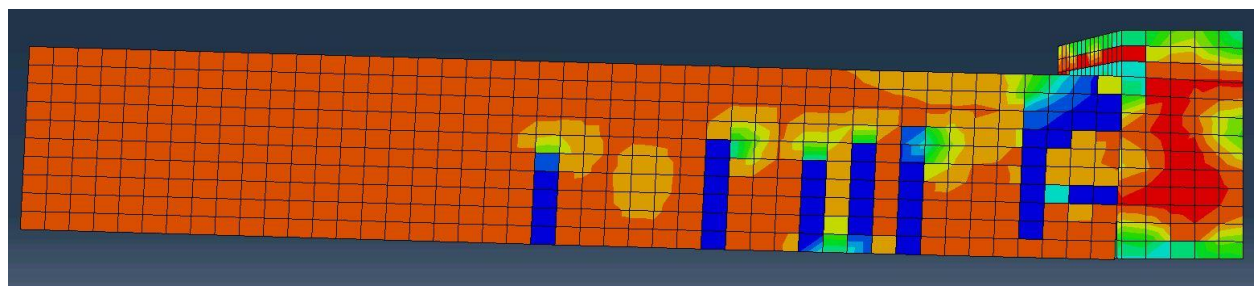


Figure 6-11 : Patron de fissuration du modèle numérique du spécimen avec joint droit à la rupture

Ensuite, la figure 6-12 présente l'évolution de la charge en fonction du déplacement pour le joint avec des ailes de 50 mm. Contrairement au joint droit, la pente initiale du modèle ABAQUS est plus rigide que celle expérimentale. Ce phénomène est causé par la fissuration des dalles en BFHP durant l'essai cyclique. Tel que mentionné lors de l'analyse des résultats expérimentaux, plusieurs fissures sont apparues au sein de la dalle suite à la fatigue à l'opposé du joint droit. Cette divergence de pente peut aussi être expliquée par le retrait qui n'a pas été modélisé. Pour ce qui est de la suite du comportement, les résultats du modèle analytique sont très similaires à ceux observés expérimentalement, soit une différence de seulement 0,85% entre les charges maximales. L'arrêt brusque du modèle est causé par l'atteinte de la limite plastique de l'armature (f_u) dans le joint froid.

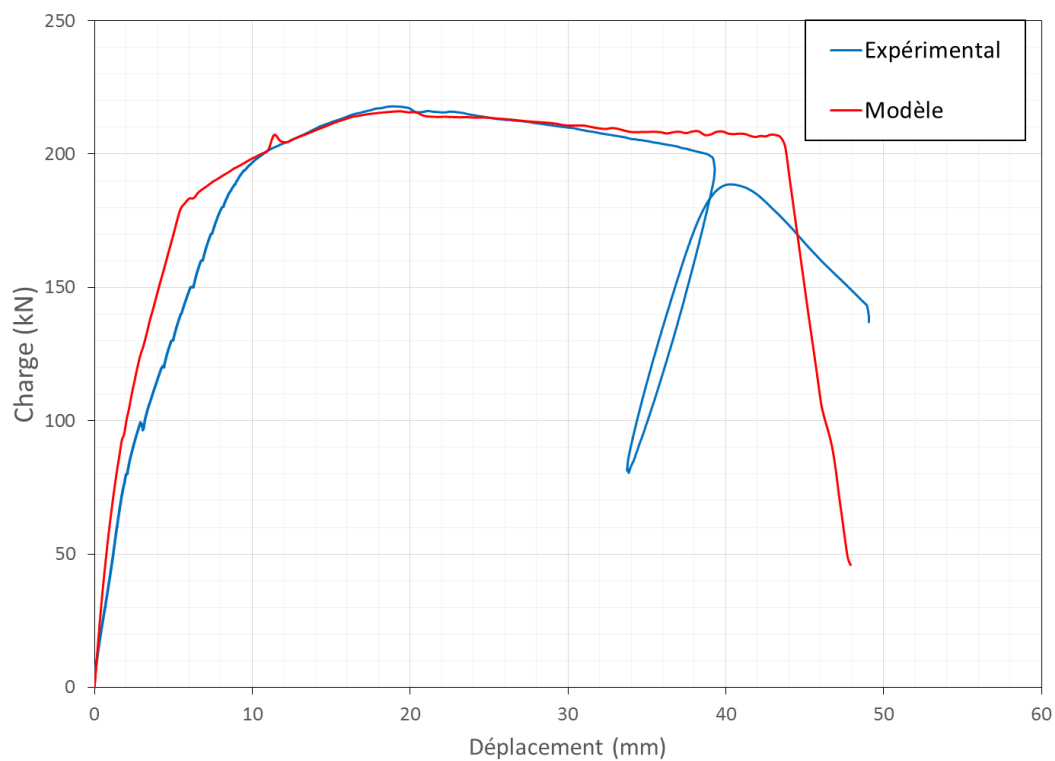


Figure 6-12 : Résultat analytique du spécimen avec de petites ailes soumis à un moment négatif

Les figures 6-13 et 6-14 représentent respectivement le patron de fissuration du spécimen et du modèle avec de petites ailes.

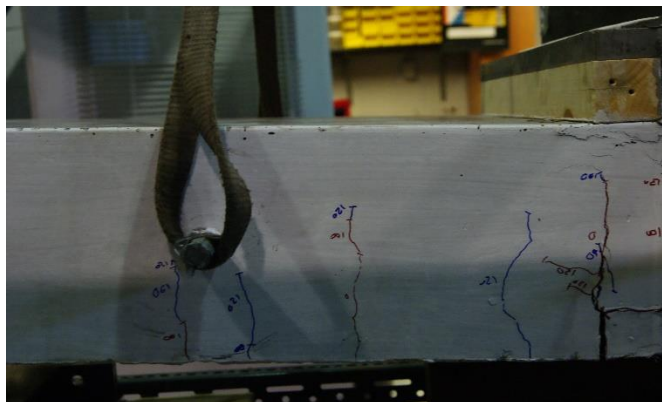


Figure 6-13 : Patron de fissuration du modèle expérimental du spécimen avec de petites ailes à la rupture

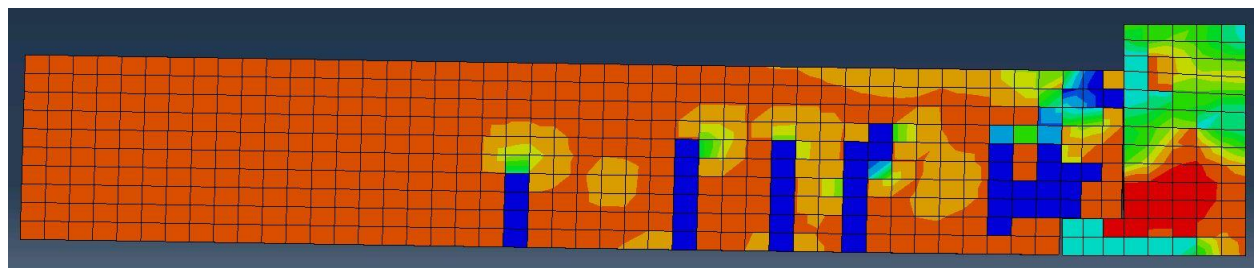


Figure 6-14 : Patron de fissuration du modèle numérique du spécimen avec de petites ailes à la rupture

Le graphique illustrant l'évolution de la charge en fonction du déplacement pour les essais expérimentaux et analytiques du spécimen avec de grandes ailes est représenté sur la figure 6-15. Pour les mêmes raisons que celles du spécimen avec de petites ailes, la pente dans la phase élastique dans le modèle est plus raide que celle mesurée expérimentalement. Cette différence est causée par les dommages survenus suite à l'essai cyclique. La phase « plastique » du modèle est toutefois cohérente avec l'expérimental à l'ultime, ce qui confirme l'applicabilité du modèle. De plus, les charges maximales ont une différence de seulement 1%. De plus, une modélisation avec des dalles constituées de BHP fût effectuée dans le but de visualiser l'effet des fibres en acier au sein de la dalle. Le BHP utilisé est de 70 MPa et le joint avec de grandes ailes est fait avec le BFUP 2% de ce programme expérimental. La courbe verte sur la figure 6-15 représente le comportement de ce modèle et où on constate que la résistance est nettement plus faible que celle obtenue avec des dalles en BHP.

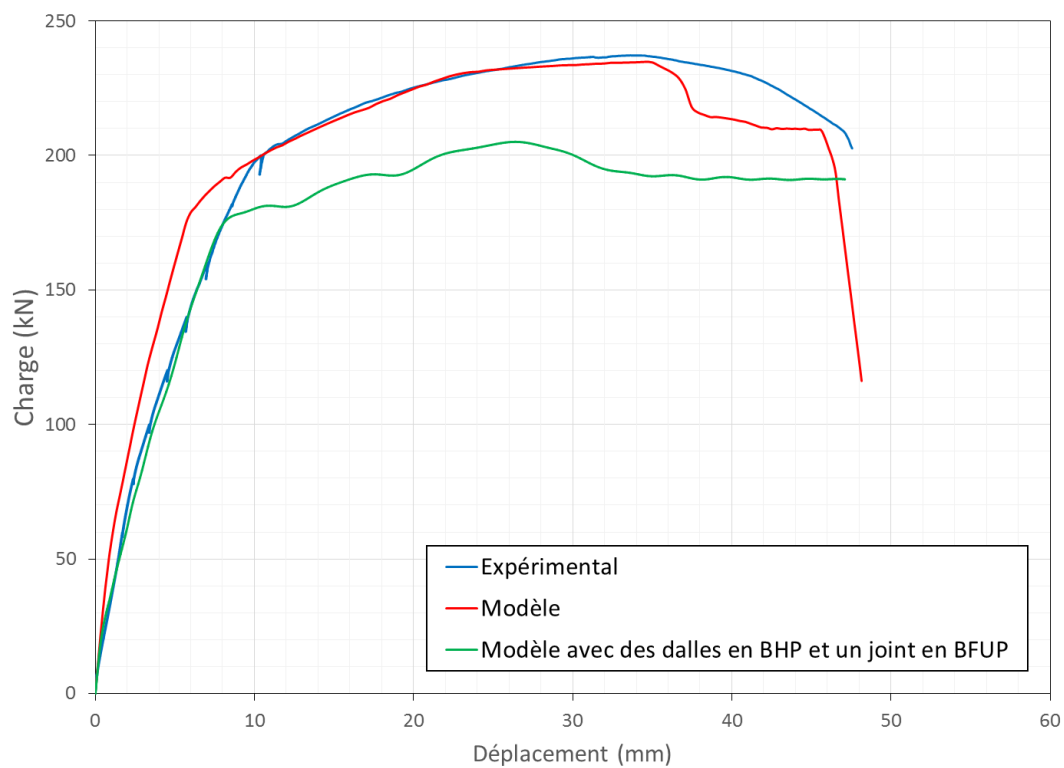


Figure 6-15 : Résultat numérique du spécimen avec de grandes ailes soumis à un moment négatif

En plus des comportements semblables, la distribution des fissures à la ruine du modèle numérique démontré à la figure 6-17 correspond à celle du spécimen physique illustré à la figure 6-16.

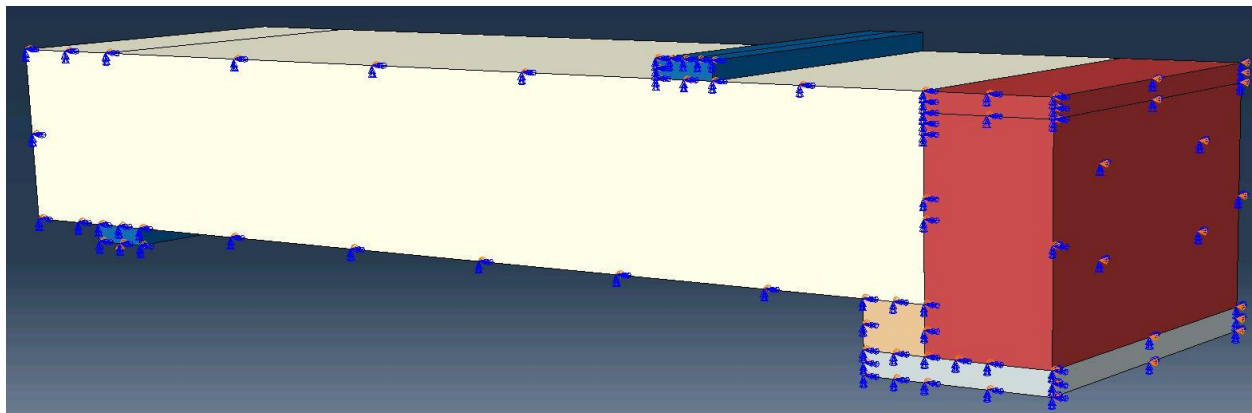


Figure 6-18 : Modèle testé en moment positif

6.3.1 Particularités

D'abord, une surface de cohésion est appliquée à la jonction entre le joint de BFUP et la dalle faite de BFHP. Les valeurs des contraintes utilisées pour représenter ce mécanisme sont identiques aux trois modèles effectués en moment négatif soit de 1.5 MPa. De plus, une propriété d'interaction de type contact rigide ou « hard contact » est ajoutée afin d'empêcher les deux sections subissant un contact dû à de la compression d'entrer l'une dans l'autre. Ce contact est appliqué au niveau du joint froid. L'interface entre les plaques d'acier et le béton est défini avec un « tie constraint » qui ne permet aucun mouvement de l'un par rapport à l'autre.

En second lieu, l'application en quatre points des conditions frontières crée un problème de distorsion des éléments finis positionnés au centre du joint, contrairement à la sollicitation en moment négatif. Cette problématique est causée par la non linéarité du béton qui ne permet pas l'élimination des éléments ayant atteint leur déformation limite en compression. Pour contrer cet effet, les éléments situés dans la zone supérieure du joint possèdent un BFUP dont le comportement est linéaire. La non linéarité est nécessaire afin de recréer le comportement post-pic lors de la traction, tandis qu'une modélisation du matériau linéaire est suffisante pour la compression du béton.

Finalement, le maillage est cubique et les arrêtes sont de 20 mm tout comme les modèles précédents. Le type de déplacement contrôlé est aussi semblable aux dernières modélisations, c'est-à-dire une amplitude de type « smooth step » avec un déplacement maximal de 50 mm.

6.3.2 Résultats

Les résultats des deux modélisations sont présentés sur le même graphique incluant le comportement à l'ultime du spécimen avec armature continue. L'ajout du modèle dont le lit inférieur est interrompu au sein de la figure 6-19 permet de comparer sa performance avec celle d'un joint où l'armature développe son plein ancrage. Premièrement, le modèle avec barres continues possède une pente plus rigide que le modèle expérimental dans la phase linéaire. Comparativement aux spécimens sollicités en moment négatif, la différence de pente est plus importante, car davantage de dommages ont été subis dans la dalle durant l'essai cyclique. Effectivement, le positionnement de la plaque dans la zone de sollicitation maximale a réduit l'amplitude de fissuration des joints froids, ce qui a eu pour effet de transférer les efforts dans le BFHP. Une comparaison avec la figure 6-9, dont l'ouverture du joint droit n'a rencontré aucune restriction, permet de constater l'impact de la plaque représentant l'aile supérieure de la poutre en I. Globalement, le modèle avec des barres continues est plus résistant que l'expérimental et une différence d'environ 4% est notée entre les charges maximales. Ces deux comportements demeurent toutefois comparables, et ce, sans avoir modifié les valeurs des matériaux et des interactions déterminées précédemment. Il est alors possible de prouver que le modèle par éléments finis fait à l'aide du logiciel ABAQUS et EPM3D permet de représenter fidèlement les résultats obtenus en laboratoire.

Deuxièmement, le comportement en vert représente le modèle dont l'armature est arrêtée en forme de crochet. Une rupture drastique du spécimen est causée par la rupture des barres pliées au niveau du joint froid. Il est à noter que les éléments de type treillis ou « truss » utilisés pour la modélisation de l'armature en crochet calculent les contraintes uniaxiale seulement car la flexion n'est pas représentée, ce qui engendre une erreur au niveau de la résistance ultime. Les résultats demeurent

toutefois plausibles, car la longueur des éléments finis au niveau du crochet fût considérablement réduite dans le but de capter la déformation globale des barres.

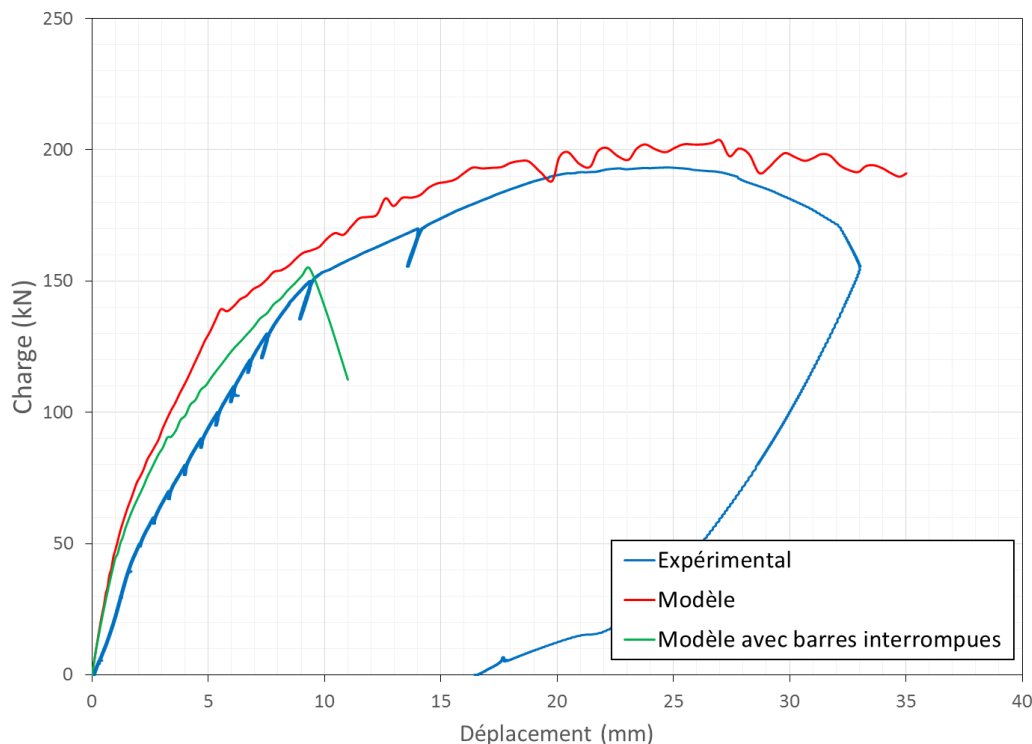


Figure 6-19 : Évolution des modélisations en moment positif et du spécimen expérimental avec barres continues

Les figures 6-20 et 6-21 représentent respectivement le modèle expérimental et le modèle numérique suite à l'atteinte de leur capacité maximale. Le patron des fissures est très semblable. Seule la fissure horizontale située à la hauteur du lit d'armature inférieur dans le BFUP n'est pas générée avec le logiciel ABAQUS, puisque le chevauchement des barres au niveau du joint n'a pas été modélisé. Les éléments en gris sur la figure 6-21 représente les éléments linéaires du béton fibré à ultra-haute performance.

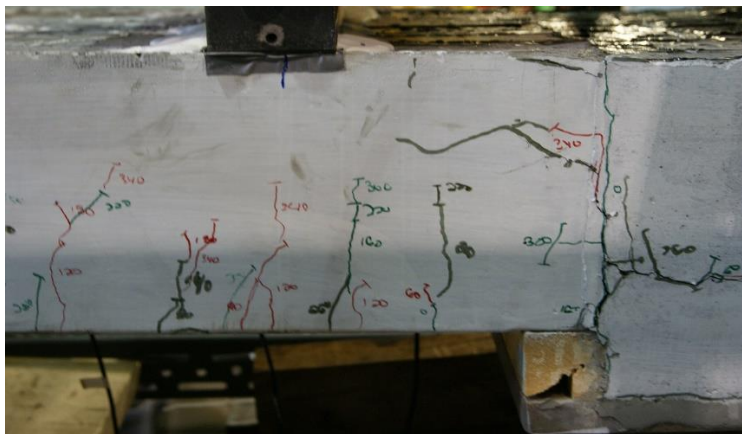


Figure 6-20 : Patron de fissuration pour le modèle expérimental avec barres continues sollicitées en moment positif observé expérimentalement

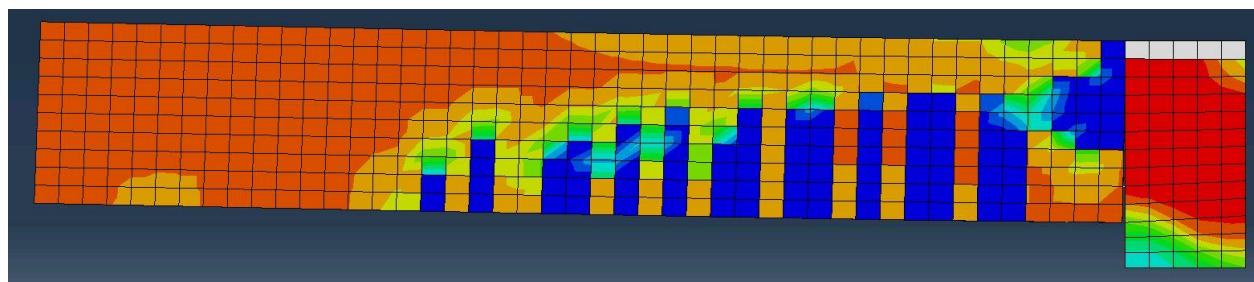


Figure 6-21 : Patron de fissuration pour le modèle numérique avec barres continues sollicitées en moment positif obtenus avec le modèle analytique

6.4 Appréciation générale

Plusieurs aspects permettent d'évaluer la qualité des modélisations par éléments finis, c'est-à-dire l'énergie, la dimension du maillage et le déplacement du spécimen. Premièrement, deux ratios d'énergie indiquent le bon comportement du modèle. Le premier ratio est l'énergie cinétique sur l'énergie interne du modèle et doit se stabiliser rapidement en dessous de 5% lors de la modélisation. Il est toutefois possible d'observer une augmentation drastique de ce ratio suite à l'ouverture des fissures qui se traduit en un dégagement d'énergie. Le second ratio est celui de l'énergie de déformation artificielle par rapport à l'énergie interne du modèle. Ce rapport doit demeurer inférieur à 5% tout au long de la modélisation. Les modèles utilisés dans le cadre de cette

recherche ont tous respecté ces critères énergétiques. La figure 6-22 représente l'évolution typique des ratios d'énergies dans le temps.

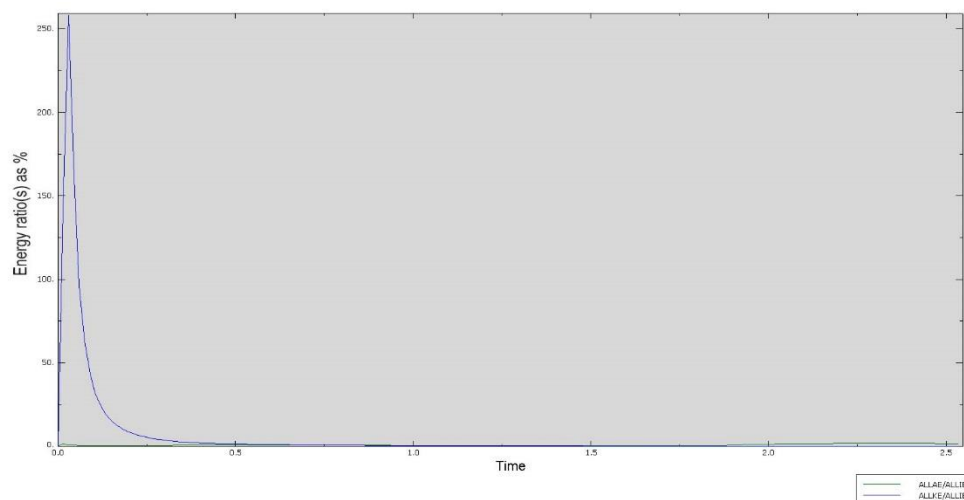


Figure 6-22 : Évolution des ratios d'énergies

Pour ce qui est de la dimension du maillage, des éléments cubiques de 20 mm ont été choisis. Afin de confirmer l'optimisation de ce maillage, deux autres dispositions ont été modélisées soit avec un maillage plus grossier de 50 mm et un maillage plus raffiné de 10 mm. Pour le maillage grossier, la distribution des fissurations n'était pas représentative de la réalité puisqu'un réseau de microfissure condensé à certains endroits sur la dalle est créé lors des essais expérimentaux et que cette distribution ne pouvait pas être captée puisque l'espacement entre les fissures était trop grand. En ce qui concerne le maillage plus fin, le temps de calcul était trop important et l'augmentation de la précision des résultats n'était pas significative.

Finalement, il est primordial de retrouver le même déplacement sur les modélisations et les spécimens, incluant l'ouverture du joint froid et la fissuration dans la dalle en BFHP. Il est possible de constater cette similitude grâce aux graphiques comparant les modèles à leur homologue expérimental. En effet, la différence entre les déplacements est très faible, et ce pour tous les spécimens. De plus, les contraintes en traction et en compression devraient être cohérentes avec le mode de rupture recherché. Les modèles effectués dans ce chapitre ont répondu à tous ces critères.

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Un résumé des conclusions tirées de cette recherche sera présenté ci-dessous. Les sujets traités sont le calcul des efforts dans la dalle grâce au logiciel CSI Bridge, la qualité des bétons utilisés, les résultats expérimentaux sur la forme du joint et l'interruption de l'armature au lit inférieur ainsi que le modèle par éléments finis. Pour conclure, une liste de recommandations pour des travaux futurs sur le sujet sera proposée.

7.1 Efforts au sein de la dalle

Une analyse des efforts subits par la dalle suite au passage de camions a été faite sur CSI Bridge dans le but de comparer les moments entre un pont sur poutres en acier de type WRF 1400×348 et sur poutres en béton de type NEBT1600. Les caractéristiques du pont typique sur poutres en acier sont inspirées du travail de Kathleen Moffatt (Moffatt, 2001). Cette dernière a utilisé différentes méthodes afin de calculer les moments transversaux, dont le logiciel SAP90, qui lui a permis d'effectuer une analyse par grillage. Or, il est possible de constater la proximité des résultats entre le logiciel SAP90 et le logiciel CSI Bridge.

Outre la comparaison de deux logiciels, les modélisations de ponts sur poutres à l'aide de CSI Bridge ont permis d'évaluer les efforts maximaux qui seront appliqués lors des essais en fatigue. Pour ce qui est des poutres longitudinales, les sections utilisées pour les poutres en acier et en béton sont respectivement WRF1400×348 et NEBT-1600. Les moments transversaux obtenus avec les poutres en acier sont plus critiques que celles sur poutres de type NEBT. Cet écart est causé par l'effet de la largeur de l'aile supérieure de la poutre qui est plus petite pour l'acier. En effet, une modélisation des poutres en éléments poutre ou « frame » a pour conséquence d'augmenter le moment négatif, car les appuis transversaux représentés par les poutres sont ponctuels. Or, le même principe s'applique entre une aile supérieure de petite largeur telle que la section WRF 1400×348, versus une largeur plus importante comme pour la poutre NEBT-1600.

Puisque la recherche porte sur la connexion entre deux dalles préfabriquées au droit d'une poutre, les valeurs requises en service sont le moment négatif et positif maximal à la poutre. Les résultats du pont sur poutres en acier ont donc été utilisés lors des essais en fatigue, soit -39 kN-m/m et 28 kN-m/m.

7.2 Caractérisation des matériaux

Les bétons fibrés utilisés dans ce projet ont tous été produits par l'industrie et une série d'essais de caractérisation a été effectuée afin d'évaluer leur propriétés mécaniques. En premier lieu, le BHHP70 utilisé pour la fabrication des dalles préfabriquées a présenté une excellente performance. La formulation du BFHP70 provient de l'École Polytechnique Montréal, mais la production fût assurée par Béton Central à l'aide d'un camion-malaxeur. Une quantité de 1% de fibres a permis au béton de développer un comportement adoucissant ductile suite à l'atteinte de la résistance maximale. Contrairement aux autres formulations, la matrice cimentaire du BFHP70 utilisée produit plusieurs microfissures avant que l'une d'entre elles ne se localise. Quant à l'essai en flexion effectué sur un prisme RILEM entaillé au centre, une fissure unique devrait apparaître au trait de scie, ce qui n'est pas le cas de la plupart des prismes testés avec le BFHP70. Effectivement, le même phénomène de multi fissuration est observé pendant l'essai. Ceci a pour effet de surestimer la résistance en flexion de cet essai. Un autre type d'essai en flexion qui a été fait et consiste à charger une dalle circulaire en son centre. Puisque cette dernière est appuyée à trois endroits, trois fissures devraient se propager entre les appuis. Les résultats des essais sont semblables jusqu'à une certaine ouverture de fissure correspondant à l'instant où les trois fissures sont égales. Bref, les résistances maximales du BFHP70 à la compression et traction sont respectivement de 80 MPa et de 4,4 MPa.

La formulation et les produits utilisés pour le BFUP Ductal proviennent de la compagnie Lafarge. Le mélange de ce béton fibré à ultra-haute performance a été effectué grâce à des malaxeurs à fond plat et contient 2% de fibres. Ce faible taux de fibres pour un BFUP entraîne une variation dans la zone plastique en traction. Effectivement, suite aux essais sur les os, un écrouissage très variable est observé malgré une orientation préférentielle des fibres. Une autre cause est le retrait important

qui a engendré des microfissures aux spécimens durant leur mûrissement. Puisqu'un réseau de microfissures est déjà formé, la déformation suite à l'atteinte de la limite élastique est plus petite que celle des spécimens ayant été décoffrés prématurément. Malgré l'induction de flexion due à une courbure du spécimen, le décoffrage prématuré a permis au retrait de se produire librement; très peu de microfissures ont donc été créées. L'évolution de l'ouverture des fissures en fonction de la contrainte des spécimens est toutefois cohérente. Les dalles sollicitées en flexion sont pour la plupart comparables. Certaines dalles présentent par contre des résistances supérieures, qui sont expliquées par une concentration des fibres au niveau de la zone en tension. Pour conclure, la dispersion des essais de caractérisation aurait été amoindrie avec un BFUP contenant 3% et plus de fibres.

7.3 Sommaire des résultats expérimentaux

Deux catégories de rupture ont été évaluées dans la section expérimentale, soit la forme du joint soumis à un moment négatif et la possibilité d'arrêter l'armature au lit inférieur en se basant sur le moment positif à la poutre. Premièrement, trois spécimens ont été développés afin d'optimiser la forme du joint dans la zone supérieure où la fibre est tendue. Il est important de mentionner que la surface des dalles en contact avec le BFUP contient des granulats exposés, donc procure une certaine résistance au niveau du joint froid. Tous les spécimens ont d'abord subi un chargement en fatigue de 1 million de cycles à une vitesse de 2 Hz et variant de 52 kN à 14 kN. Ce chargement est basé sur le moment négatif maximal en service déterminé avec CSI Bridge et la limitation de variation de contrainte de 125 MPa prescrite par le code Canadien. Par la suite, les spécimens sont amenés jusqu'à la rupture. Le premier modèle a une forme droite et présente des fissures seulement au joint froid suite à l'essai en fatigue. Son essai à l'ultime fût arrêté à 156,9 kN-m/m, dû à un débalancement causé par l'ouverture non symétrique des fissures. Le second modèle possède des ailes de chaque côté du joint empiétant de 50 mm dans la dalle et ayant une épaisseur de 40 mm, donc n'atteignant pas le lit d'armature supérieur. Les fissures se sont propagées le long des ailes lors des cycles. De plus il y a eu formation d'une fissure dans la dalle débutant à chaque coin extérieur des ailes. De nombreuses microfissures sont aussi présentes dans la dalle contrairement au joint droit. Sa résistance à l'ultime est toutefois supérieure au joint droit, c'est-à-dire 163,4 kN-m/m. La dernière forme est aussi constituée d'ailes de 40 mm d'épaisseur mais de 200 mm de

largeur. Une ouverture de fissure suivant la forme de l'aile est aussi visible. Cette fissure est toutefois plus grande que pour les ailes courtes due à un effet de bras de levier plus important. De plus, deux autres fissures se propageant dans la dalle sont présentes symétriquement de chaque côté du joint, dont une à l'extrémité de l'aile et l'autre au milieu de la section horizontale du joint froid. La résistance à la rupture est de 177,9 kN-m/m, ce qui est la meilleure performance des trois dalles testées. Ce résultat indique que la présence d'aile est bénéfique au niveau des joints situés au-dessus des poutres : il augmente la résistance à l'ultime tout en assurant une meilleure intégrité en service. En effet puisqu'en réalisé les ailes s'approchent du point d'inflexion, on peut envisager que l'ouverture de la fissure réelle devrait être moindre que celle obtenue expérimentalement.

La deuxième série de tests est constituée de deux spécimens, sollicités en fatigue durant 1 million de cycles à une vitesse de 2 Hz où la charge varie de 57 kN à 8,8 kN pour une variation de contraintes subies par l'armature de 80 MPa. Il s'agit d'un chargement en quatre points représentant un moment positif à la poutre, contrairement à la configuration précédente avec un chargement effectué au milieu du spécimen, engendrant ainsi un moment négatif. La première configuration possède des barres d'armature chevauchées et a subi des fissures aux joints froids suite aux chargements cycliques. La résistance à l'ultime est de 193,3 kN-m/m. Le lit inférieur du deuxième spécimen est interrompu au niveau du joint et les barres ont une forme de crochet vers le bas. Une fracture de l'armature inférieure est survenue après environ 600 000 cycles, causée par l'effet de bras de levier. Cette configuration n'est donc pas intéressante.

7.4 Modélisation par éléments finis

Afin de développer un modèle applicable à diverses configurations de joints, les essais à l'ultime effectués en laboratoire ont été modélisés à l'aide du logiciel d'éléments finis ABAQUS. D'abord, les aspects communs à chaque modèle ont été décrits, tels que le choix des éléments finis, des matériaux, des conditions frontières et de l'interface. Les éléments finis retrouvés au sein des bétons sont cubiques et le calcul des efforts utilise l'intégration réduite. Pour ce qui est des barres d'armature, des éléments de type treillis «truss» unidirectionnels ont été utilisés afin de simplifier le modèle.

Le comportement des bétons fibrés fût modélisé grâce au modèle de béton EPM3D. Toujours dans l'optique de simplifier le modèle, deux plans de symétrie sont imposés puisque la géométrie du spécimen le permet. Les appuis et le chargement correspondent au montage utilisé au laboratoire. L'interface présente au niveau du joint froid est modélisée à l'aide d'une surface de cohésion qui est bornée par la contrainte normale et la friction. Ces limites représentent la rugosité apportée par le retardateur de prise.

Ensuite, les spécimens testés en moment négatif analytiquement sont comparés aux essais expérimentaux. Les modèles des différentes formes de joint ont tous présenté des résultats très comparables à la réalité et cela confirme l'applicabilité du modèle développé puisque les patrons de fissuration numériques concordent aussi avec les essais. Dans le cas des éléments sollicités en moment positif, le modèle avec un chevauchement complet des barres est légèrement plus résistant que son homologue expérimental. Puisque cette augmentation n'est que de 4%, le modèle demeure adéquat. La modélisation du second spécimen testé en moment positif peut donc être effectuée avec certitude malgré l'absence de résultats à l'ultime. Effectivement, une rupture de l'armature lors de l'essai cyclique a empêché la possibilité d'effectuer l'essai à l'ultime. Le spécimen analytique permet toutefois de conclure que cette disposition en crochet du lit inférieur ne permet pas l'atteinte d'une aussi bonne résistance que celle retrouvée lors d'un ancrage complet des barres. Combiné aux résultats cycliques, ce type d'ancrage de barres interrompues n'est pas viable. La problématique apportée par la congestion entre les goujons et le lit d'armature inférieur demeure et quelques solutions seront proposées aux recommandations.

Ainsi, le modèle basé sur des éléments finis développé dans ce mémoire pourra être utilisé afin de créer de nouvelles configurations de la jonction de dalles préfabriquées, tout en s'assurant d'une similitude entre les matériaux utilisés.

7.5 Recommandations

Une série de recommandations sera effectuée dans cette section dans l'optique de recherches futures sur le sujet.

- Une évaluation de plusieurs types de ponts sur poutre devrait être effectuée afin de confirmer la viabilité du joint au droit de la poutre. Plus particulièrement, une modification de l'espacement entre les poutres aurait un plus grand effet sur l'amplitude du moment négatif.
- Le taux de fibres au sein du BFUP devrait être supérieur ou égal à 3% afin d'éviter une distribution non uniforme des fibres au sein de la matrice. Une variabilité élevée du matériau pourrait causer des plans de faiblesse dans le joint. Pour le cas d'un joint au niveau de la poutre, cet aspect n'aura pas un grand impact sur la résistance globale due à la présence de la poutre comparativement à un joint transversal. Un risque de cisaillement au niveau de l'interface entre le joint et la dalle est probable pour les joints transversaux. Malgré la clé de cisaillement, tel que mentionné dans la revue de la littérature, une orientation défavorable ou une faible densité des fibres pourrait mener à une rupture.
- Lors de modélisation avec le logiciel Abaqus, le retrait subi par les spécimens n'a pas été considéré. Il serait donc intéressant d'introduire l'effet de ce retrait puisqu'il apporte une diminution de la rigidité, en plus de réduire l'adhésion entre les matériaux. Pour ce faire, une mesure réglementaire du retrait des deux types de béton doit être effectuée particulièrement sur le BFUP Ductal qui a présenté une réduction importante de son volume lors du mûrissement.
- Bien que la configuration du troisième spécimen testé en moment négatif possède un excellent comportement, il faudrait vérifier l'optimisation de la largeur de l'aile qui pourrait être réduite dans le cas où une résistance semblable serait atteinte. Les dimensions du joint avec des ailes de 200 mm demeurent toutefois une excellente option afin d'éviter une détérioration prématurée des ouvrages. Effectivement, tel que démontré lors des essais, cette forme de joint réduit l'agression directe des agents externes au niveau du lit d'armature supérieur. Bref, ceci se traduirait en une diminution drastique du risque de corrosion des barres.

- Dans le cas de l'arrêt des barres d'armature au lit inférieur, plusieurs variantes du crochet vers le bas devraient être testées en laboratoire. Par exemple, un crochet vers le haut réduirait les contraintes de fatigue subies par la barre et une tête plate en acier soudée à la fin de la barre permettrait une butée suffisante pour ancrer l'armature. Il est cependant possible d'éviter la congestion au niveau du joint tout en conservant le chevauchement des barres. Selon les travaux de Maxime Gascon, la tête des goujons peut, dans certaines situations, demeurer en dessous du lit inférieur, contrairement à l'article 10.11.8.2 du code de ponts (Gascon, 2016). Pour les configurations où cette simplification n'est pas possible et qu'il s'agit d'une réhabilitation, il serait préférable d'arrêter les barres au lit inférieur afin d'éviter un problème en chantier.
- Plusieurs études utilisent des dalles hybrides qui sont constituées d'une mince couche de BFUP à la fibre supérieure, permettant ainsi une meilleure durabilité de la dalle. Ce type de dalle combiné à la forme de joint avec de grandes ailes au niveau de la poutre s'avère être une configuration performante suite aux conclusions de ce mémoire. La figure 7-1 permet de visualiser la disposition de cette combinaison, permettant à la fois d'obtenir un comportement ductile en moment négatif tout en réduisant la fissuration du béton. Effectivement, l'essai et la modélisation à l'ultime du joint avec de grandes ailes démontrent que les dalles préfabriquées présentent de multiples fissures et la présence du BFUP à la fibre supérieure des dalles hybrides diminuera cet effet. Ceci procurera donc aux ouvrages une meilleure durée de vie.

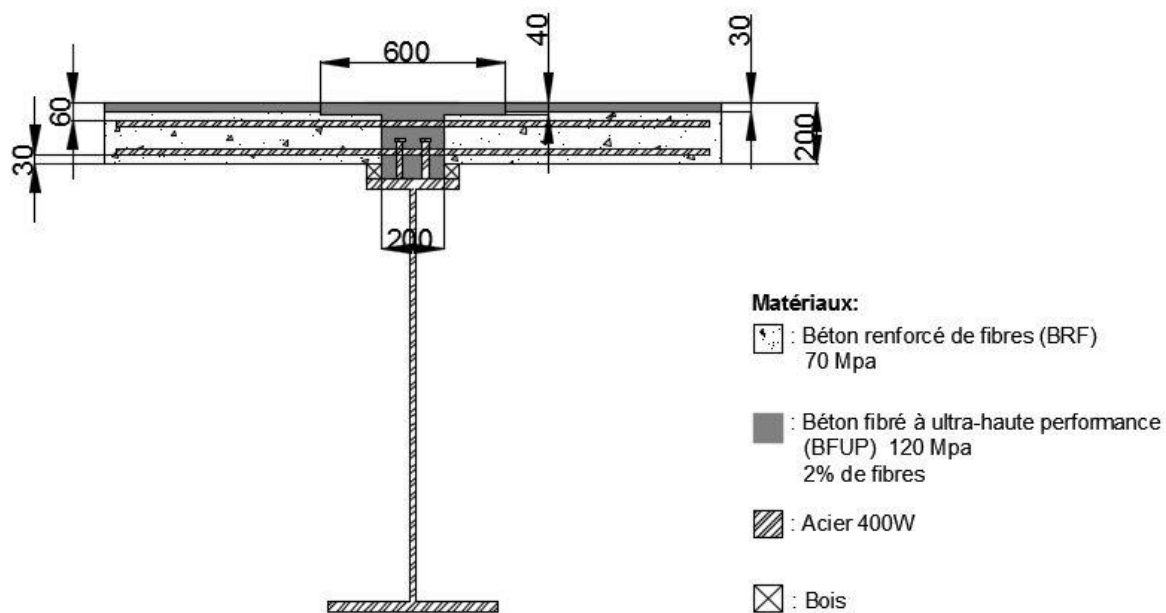


Figure 7-1 : Configuration optimale du joint longitudinal au droit de la poutre avec des dalles hybrides et de grandes ailes au niveau du joint

BIBLIOGRAPHIE

- Aaleti, S. R., Sritharan, S., Bierwagen, D., & J. Wipf, T. (2011). Structural behavior of waffle bridge deck panels and connections of precast ultra-high-performance concrete. *Journal of the Transportation Research Board*, 82-92.
- Association Française de Génie Civil - Groupe de travail BFUP. (2002). *Bétons fibrés à ultra-haute performances*. Association Française de Génie Civil.
- ASTM C 1550. (2013). *Standard test methods for flexural toughness of fiber reinforced concrete (using centrally loaded round panel)*.
- ASTM C 78. (2010). *Standard test methods for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point-loading)*.
- Badie, S., & Tadros, M. (2009). Full-depth, precast concrete bridge deck panel systems. *Concrete international*, 53-71.
- Bastien, D. (2004). *Utilisation structurale du béton fibré pour la conception des dalles de pont*. Mémoire, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Beaurivage, F. (2009). *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures*. Montréal: Mémoire, École Polytechnique de Montréal.
- Bédard, S., Massicotte, B., & Braike, S. (2011). *Manuel d'utilisation AIS*. Montréal.
- Bélanger, A. (2000). *Conception de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier*. Mémoire, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Benaïcha, M., Jalbaud, O., & Burtschell, Y. (2014). *Caractérisation des bétons: BAP, BHP et BFUP*. Marseille: Presses Académiques Francophones.
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP*. Mémoire, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Cao, L., Allen, J., Shing, P., & Woodham, D. (1996, janvier). Behavior of RC bridge decks with flexible girders. *Journal of structural engineering*, pp. 11-19.

- Casanova, P., & Rossi, P. (1996). Analysis of metallic fibre-reinforced concrete beams submitted to bending. *Materials and Structures*, 354-361.
- Cement Association of Canada. (2006). *Concrete design handbook third edition*. Ottawa.
- Charron, J.-P. (2011). Bétons de fibres courants vers les Bétons de fibres ultra performants. In *Technologie du béton CIV6505*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- Cordoni, N. (2015). *Conception de poutres de ponts précontraintes en T constituées de béton renforcé de fibres*. Montréal: Maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- CSA. (2006). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-06*. CSA International. Mississauga, Ontario: Association canadienne de normalisation.
- CSA. (2014). *Code Canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-14*. Mississauga, Ontario: Association canadienne de normalisation.
- CSI computers & structures inc. (2011). *Bridge superstructure design*. Berkeley: Computers & Structures inc.
- Culmo, P. M. (2009). *Connection Details for Prefabricated Bridge Elements and Systems*. East Hartford: FHWA.
- De Broucker, W. (2013). *Étude du comportement en flexion et à l'effort tranchant de poutres précontraintes en BRF*. Mémoire, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- de Montaignac de Chauvance, R. (2011). *Analyse du comportement d'éléments fléchis en béton renforcé de fibres métalliques*. Montréal: Polytechnique de Montréal.
- de Montaignac, R., Massicotte, B., & Charron, J.-P. (2012). Design of SFRC structural elements: flexural behavior prediction. *Materials and Structures* (pp. 623 - 636). Springer.
- Delsol, S. (2012). *Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques*. Mémoire, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Denarié, E. (2004). *Matériaux des Structures Bétons fibrés à Ultra-hautes Performance Fondement, propriétés et applications structurales*. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

- Doyon Barbant, J. (2015). *Mesure et influence du coefficient d'orientation sur la résistance en flexion et en cisaillement de bétons renforcés de fibres métallique (version non finalisée)*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- EN 14651. (2005). *Test method for metallic fibered concrete-Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*. Brussels: European committee for standardization.
- Eymann, J.-D. (2015). *Caractérisation de différents BFUP avec des essais standardisés*. Rapport de stage, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Faggio, L. (2014). *Conception des semelles de poutres précontraintes en T en BRF avec joints en BFUP*. Rapport de maîtrise, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Filiatrault, A., & Massicotte, B. (1998). *Steel fiber reinforced concrete as a potential material for earthquake resisting structures*. Fiber Reinforced Concrete - Present and Future, N. Banthia, A. Bentur and A. Mufti Editors.
- Gascon, M. (2016). *Étude du comportement des connecteurs de cisaillement dans le béton fibré à ultra-haute performance (BFUP)*. Mémoire, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Graybeal, B. (2010). *Behavior of field-cast ultra-high performance concrete bridge deck connections under cyclic and static structural loading, FHWA-HRT-11-023*. McLean: Federal Highway Administration.
- Gowripalan, N., & Gilbert, R. (2000). *Design Guidelines for Ductal Prestressed Concrete Beams*. Sydney: VSL (Aust) Pty Ltd.
- Graybeal, B. (2009). *Structural Behavior of a 2nd Generation Ultra-High Performance Concrete Pi-girder, FHWA-HRT-09-069*. McLean: Federal Highway Administration.
- Graybeal, B. (2009). *Structural Behavior of a prototype Ultra-High Performance Concrete Pi-girder, FHWA-HRT-09-068*. McLean: Federal Highway Administration.
- Graybeal, B. (2011). *Field-cast UHPC connections for modular bridge deck elements, FHWA-HRT-11-022*. McLean: Federal Highway Administration.

- Graybeal, B. (2012). *Ultra-high performance concrete composite connections for precast concrete bridge decks, Rapport FHWA-HRT-12-042*. Virginia: Federal Highway Administration.
- Graybeal, B. (2014). *Design and Construction of Field-Cast UHPC connections, FHWA-HRT-12-038*. McLean: Federal Highway Administration.
- Graybeal, B. (2014). *Splice Length of Prestressing Strand in Field-Cast Ultra-High Performance Concrete Connections*. FHWA.
- Harryson, P. (2001). *High strenght for precast bridge slabs*. Chalmers: École polytechnique Chalmers.
- Hibbitt, Karlsson, & Sorensen. (2010). *ABAQUS/Explicit user's Manual version 6.11-2*. Hibbitt, Karlsson & Sorensen.
- Hwang, H., & Park, S. (2014). A study on the flexural behavior of lap-sliced cast-in-place joints under static loading in ultra-high performance concrete bridge deck slabs. *NRC Research Press*, 615-623.
- Lachance, F. (2015). *Développement de dalles préfabriquées conçues en béton fibrés à hautes et ultra-hautes performances pour les ponts*. Mémoire, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Lagier, F. (2015). *Étude du comportement de chevauchement d'armature en traction directe dans du béton fibré ultra performant*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- Lessard, M.-C. (2009). *Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts*. Montréal: Mémoire, École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte. (2008, juin 25). Calcul des éléments fléchis en béton renforcé de fibres. *Journée technique AFGC: Utilisation des Bétons Renforcés de Fibres Métalliques (BFM) dans le domaine des structures et produits initialement armés ou précontraints*, pp. 16-24.
- Massicotte. (2012). *Calcul des structures en béton armé - CIV3504*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B. M. (2000). *Analysis and design of SFRC bridge decks*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

- Massicotte, B., & Ben Ftima, M. (2015). *EPM3D-v3.4 - A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures*. Montréal: École Polytechnique de Montréal, Report SR15-05.
- Massicotte, B., & Bischoff, P. (2000). *Fibre reinforced concrete: a structural perspective*. Montréal.
- Massicotte, B., Foget, M., & Conciatori, D. (2012a). *Développement de ponts en béton entièrement préfabriquée - Conception d'un nouveau type de poutres, Rapport SR12-02*. Montréal: Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B., Nour, A., Ben Ftima, M., Yildiz, E., & Conciatori, D. (2012). *EPM3D-v3.1 - A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures*. Montréal: GRS - École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B., Vachon, D., & Moffatt, K. (2004). *Comportement des dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier, Rapport EPM/GCS 2004-03*. Montréal: Département des génies civil, géologique et des mines École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B., Willem, X., Androuet, C., Tordjman, F., de Broucker, W., & Conciatori, D. (2012b). *Développement d'un nouveau type de poutres de ponts préfabriquées en T avec dalle intégrée en BRF, Rapport SR12-06*. Montréal: Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- Ministère du Transport du Québec. (2009). *Manuel de conception des structures Volume 2*. Québec: Bibliothèque et Archives nationales du Québec.
- Ministère du Transport du Québec. (2014). *Manuel de conception des structures Volume 1*. Québec: Bibliothèque et Archives nationale du Québec.
- Moffatt, K. (2001). *Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques*. Mémoire, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Naaman, A. E., & Reinhardt, H. (1996). High performance fibre reinforced cement composites 2 (HPFRCC 2). *Proceeding of the Second International RILEM Workshop*, 292-329.
- Nour, A., Massicotte, B., de Montaignac, R., & Charron, J.-P. (2011). Derivation of a crack opening deflection relationship for fibre reinforced concrete panels using a stochastic model:

- Application for predicting the flexural behavior of roud panels using stress crack opening diagrams. *Elsevier*, 964-974.
- Perry, V., Krisciunas, R., & Stofko, B. (2014). Mackenzie River twin bridges: North America's largest field-cast ultra-high-performance concrete connections project. *PCI Journal*, 40-48.
- Rossi, P. (1988). *Les bétons de fibres métalliques*. Presses de l'ENPC.
- Sayed-Ahmed, M., & Sennah, K. (2014). *Development of transverse joints for full-depth precast deck panels incorporating ribbed-surface GFRP bars, HPC and UHPFRC*. Toronto: Precast/Prestressed Concrete Institute.
- Tordjman, F. (2012). *Caractérisation mécanique en traction des bétons renforcés de fibres*. Mémoire, Groupe de recherche en génie des structures. École Polytechnique de Montréal.
- Toutlemonde, F., & Resplendido, J. (2009). *Designing and Building with UHPFRC*. (p. 814). Marseille: ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc.
- Verger-Leboeuf, S. (2015). *Conception de joints de connexion en BFUP pour dalles préfabriquées*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- VINCI PRIZE. (2005). *Project No. 096, An overpass at all levels*.

ANNEXE A – ANCRAGE DES BARRES D'ARMATURE DANS LE BFUP

$$l_d = 0,45 \frac{k_1 * k_2 * k_3}{(d_{cs} + K_{tr})} \left[\frac{f_y}{f_{cr}} \right] A_b$$

- Données:
- Modification selon le recouvrement de la barre (k_1) = 1
 - Facteur relié à la présence d'époxy (k_2) = 1
 - Modification dépendant de la nature du béton (k_3) = 1
 - Minimum entre la distance de la barre par rapport à la surface le béton la plus près et 2/3 de l'espacement centre-à-centre des barres (d_{cs}) = min (40mm ; 107mm) = 40 mm
 - Limite élastique de l'acier (f_y) = 450 MPa
 - Résistance à la fissuration du BFUP (f_{cr}) = $0,4\sqrt{f'_c} = 0,4\sqrt{132} = 4,6$ MPa
 - Aire d'une barre (A_b) = 300 mm²
 - Aire totale des barres transversaux (A_{tr}) = 0 mm²

$$K_{tr} = 0,45 \frac{A_{tr} * f_y}{10,5 * s * n} = 0$$

$$d_{cs} + K_{tr} = 40 \text{ mm} < 2,5 * d * b = 48,75$$

$$l_d = 0,45 \frac{1*1*1}{40} \left[\frac{450}{4,6} \right] 300 = 330 \text{ mm}$$

ANNEXE B – CARACTÉRISATION DES BARRES D'ARMATURE

La figure B-1 représente l'évolution de la contrainte en fonction du déplacement de la tête de la presse de 2500 kN pour les trois barres ainsi que la lecture de l'extensomètre pour la barre #3. Le tableau B-1 donne les résultats de la mesure de l'allongement final à la rupture déterminée avec les marques de poinçons. Les résultats des déformations sont donnés au tableau B-1.

Tableau B-1 : Déformation totale des barres d'armature 20M

# barre	Longueur pré-test (mm)	Longueur après la rupture (mm)	Déformation totale
1	200	243	0,215
2	200	246	0,23
3	200	227	0,135

La section centrale de la troisième barre testée fût réduite dans le but de localiser la rupture et ainsi capter le déplacement dans cette zone à l'aide d'un extensomètre. La réduction apportée à la zone centrale possède :

- un diamètre de 16 mm;
- une longueur de 100 mm;
- des rayons de raccordement de 20 mm.

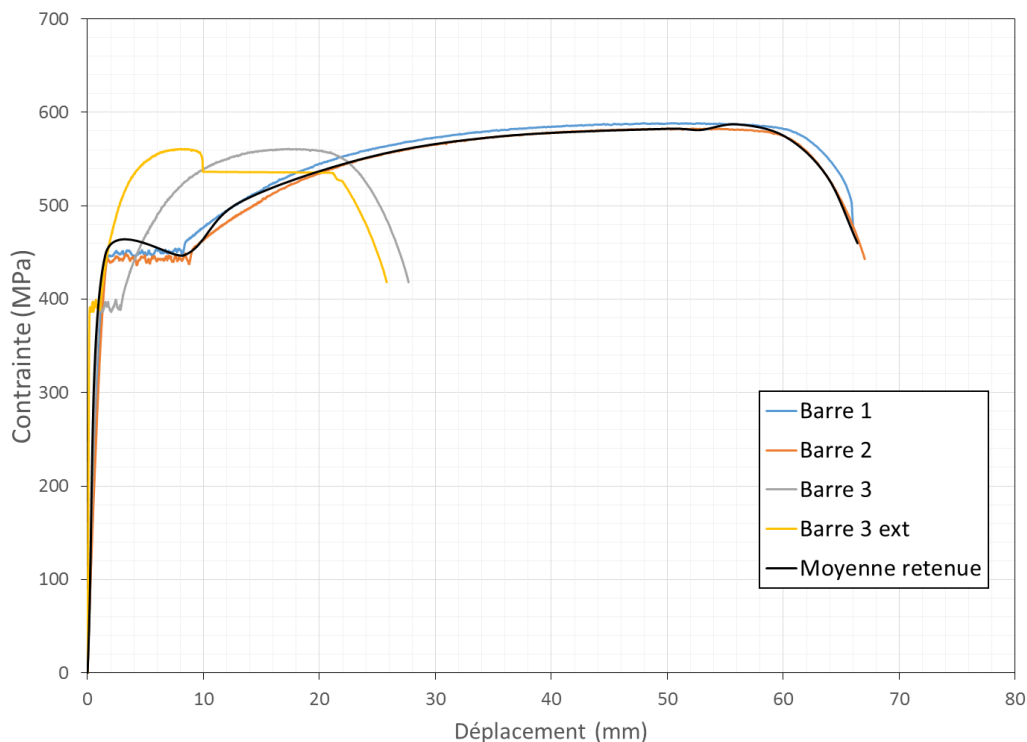


Figure B-1 : Évolution de la contrainte en fonction du déplacement pour les trois barres

Les résultats de l'armature usinée, soit la troisième barre, ne sont pas concluant dû à deux raisons. Premièrement, la surface usinée contenait quelques défauts de rectitudes produite lors de l'usinage. Deuxièmement, l'extensomètre a glissé durant le test ce qui a faussé les résultats. La déformation ultime mesurée illustre le comportement inadéquat du spécimen machiné. Celui-ci est donc rejeté et seuls les résultats obtenus des barres non usinées sont considérés. Les contraintes ont été obtenues de la moyenne des barres 1 et 2 en divisant la force mesurée par l'aire nominale de 300 mm² des barres 20M. La déformation élastique a été calculée en divisant la limite élastique mesurée (f_y) par le module élastique théorique de l'acier (E_s) pris égal à 200 000 MPa. Ensuite, la courbe contraintes déformations a été déterminée en utilisant le ratio entre la déformation ultime mesurée avec les marques de poinçon et le déplacement de la presse en appliquant une règle de trois.

ANNEXE C - RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES OS

Os de BFHP

La figure C-1 présente le comportement pré-pic et post-pic du BFHP soumis à de la traction directe pour la première phase de ce programme expérimental tandis que la figure C-2 présente les résultats de la deuxième phase. En général, le béton renforcé de fibres avec un dosage tel qu'utilisé dans ce projet ne possède aucune zone d'écroutissage car les fibres sont en volume insuffisant pour permettre d'augmenter la résistance post-fissuration de la matrice. Pourtant, dans le cas étudié, les résultats des essais de traction directe sur os réalisés sur le BFHP70 présentent une importante phase écroutissante sur la portion pré-pic des os. Ce phénomène est causé principalement par de la flexion induite au sein du montage. La matrice cimentaire très performante du BFHP70 joue aussi un rôle dans l'augmentation de la ductilité puisqu'une multi-fissuration fut observée lors du test en traction.

Pour ce qui est de la zone post-pic, l'ensemble des spécimens ont un comportement semblable, excepté deux os de la première phase. L'essai T1Os3 possède une résistance maximale comparable aux autres essais; par contre, une fois la fissuration initiée, la contrainte chute plus rapidement ce qui peut être causé par une faible densité des fibres dans la zone de fissuration ou par une orientation défavorable. Au contraire, l'os T2Os2 conserve sa résistance suite à l'apparition de la première fissure. Ce phénomène est dû à l'agrandissement simultané de 4 microfissures, jusqu'à ce que l'une d'entre elles domine et s'ouvre davantage. Pour ce qui est de la seconde phase, le comportement du dernier os de la deuxième série de test (T2Os3) présente une diminution plus amplifiée suite à l'atteinte de la résistance maximale en traction (f'_t ou pic). Globalement, la contrainte maximale moyenne pour la deuxième phase est moins élevée que celle de la première phase car le béton fût testé à un plus jeune âge.

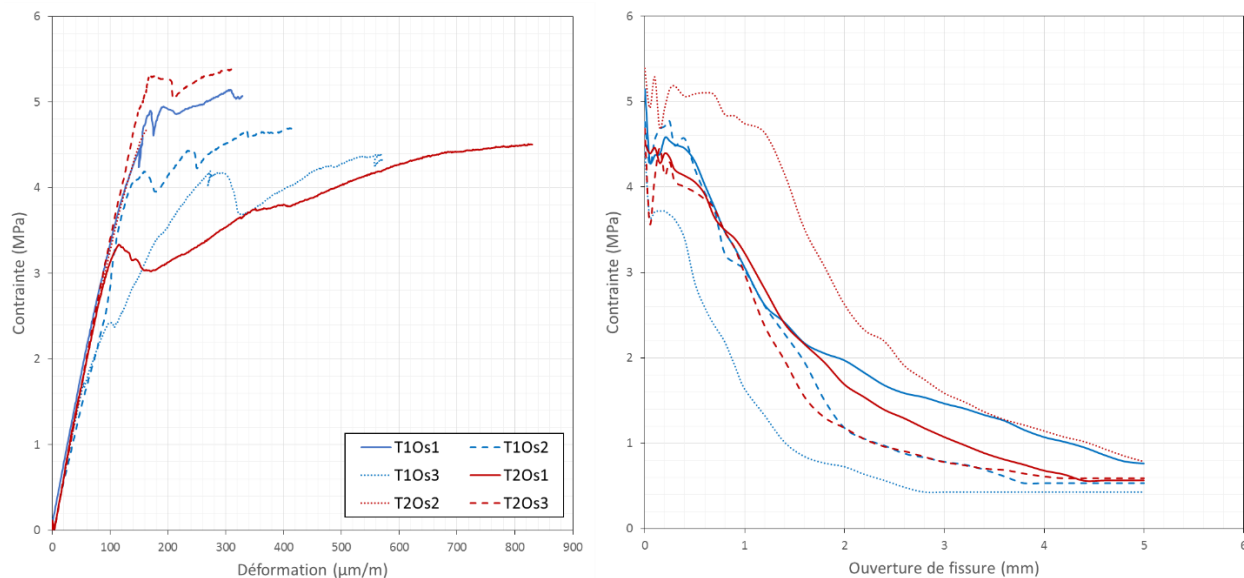


Figure C-1 : Comportement en traction du BFHP de la phase I

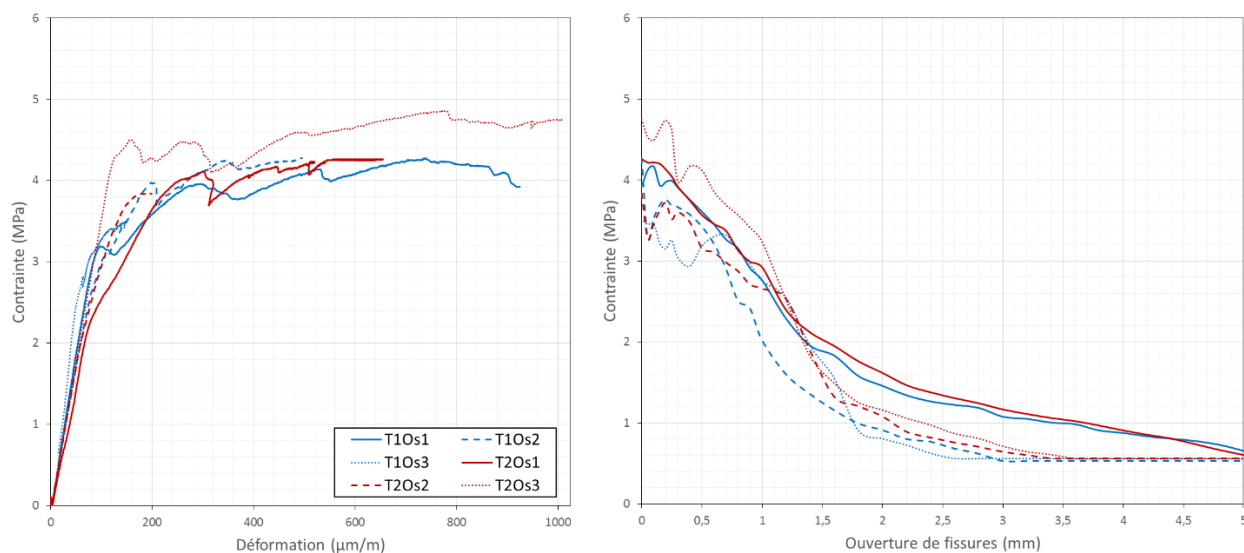


Figure C-2 : Comportement en traction du BFHP de la phase II

Os de BFUP

Les figures C-3 et C-4 illustrent respectivement les résultats des os pour la première et la seconde phase. En analysant le comportement pré-pic de la phase I, il est possible de constater que les pentes initiales, soit la partie élastique du matériau pour la deuxième série de tests (T2), correspondent au

module d'élasticité mesuré en compression, tandis que la première série d'essais (T1) présente un module élastique égale à environ la moitié de la valeur attendue. Cette réduction est attribuable à la flexion induite lors de la manipulation des spécimens à la fabrication et au moment des essais. Pour la phase II, trois des os possèdent une pente en traction comparable au module d'élasticité (E_c) mesuré en compression. L'os T2Os2 a une plus petite pente ce qui peut être causé soit par de la flexion induite lors de l'essai ou par la présence d'une microfissure avant la mise en charge du spécimen. Il est à noter que deux os de la deuxième série n'ont pas été considérés car les spécimens avaient un problème de verticalité.

Un autre facteur important qui influence la zone post-pic est le décoffrage prématuré des os lors de la phase II. Puisque le moule d'un os possède des sections proéminentes permettant de créer les zones réduites du spécimen, le retrait est retenu au niveau de ces changements de section. Ceci a pour effet de créer de la microfissuration lors du mûrissement, surtout dans le cas du BFUP utilisé qui semble présenter un retrait particulièrement important. Par conséquent, les résultats de la deuxième phase présentent un comportement écrouissant plus important que ceux de la première phase car aucune faiblesse au niveau du changement de section n'est présente pour ces derniers. Le décoffrage prématuré de ces spécimens a donc permis un retrait libre sans restriction.

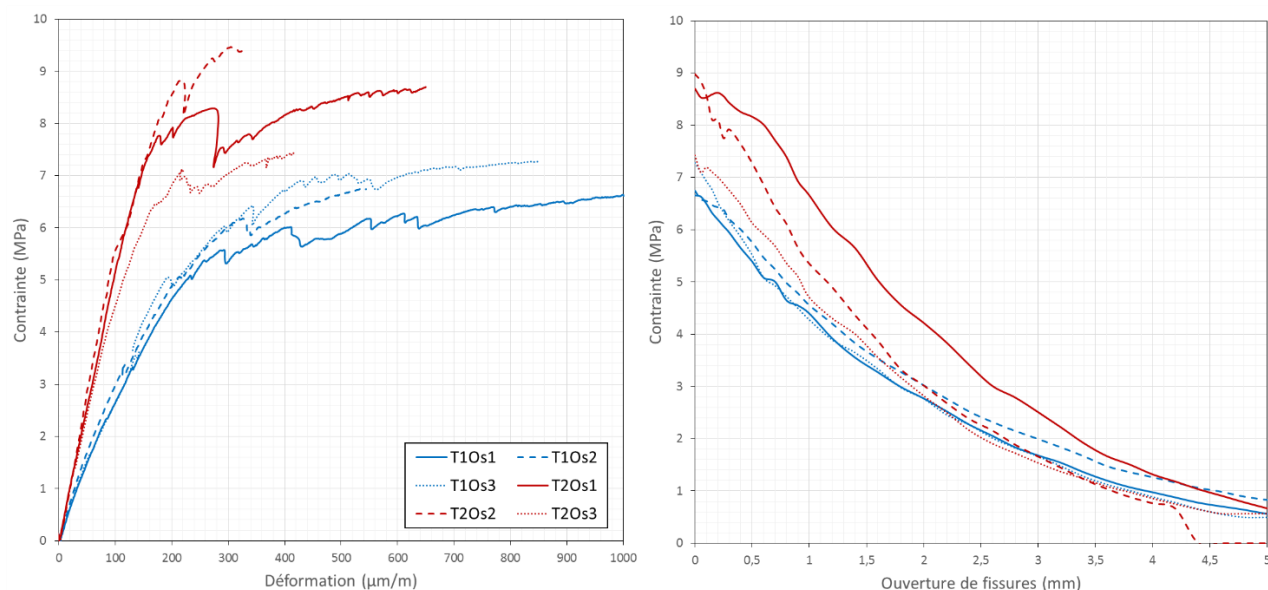


Figure C-3 : Comportement en traction du BFUP de la phase I

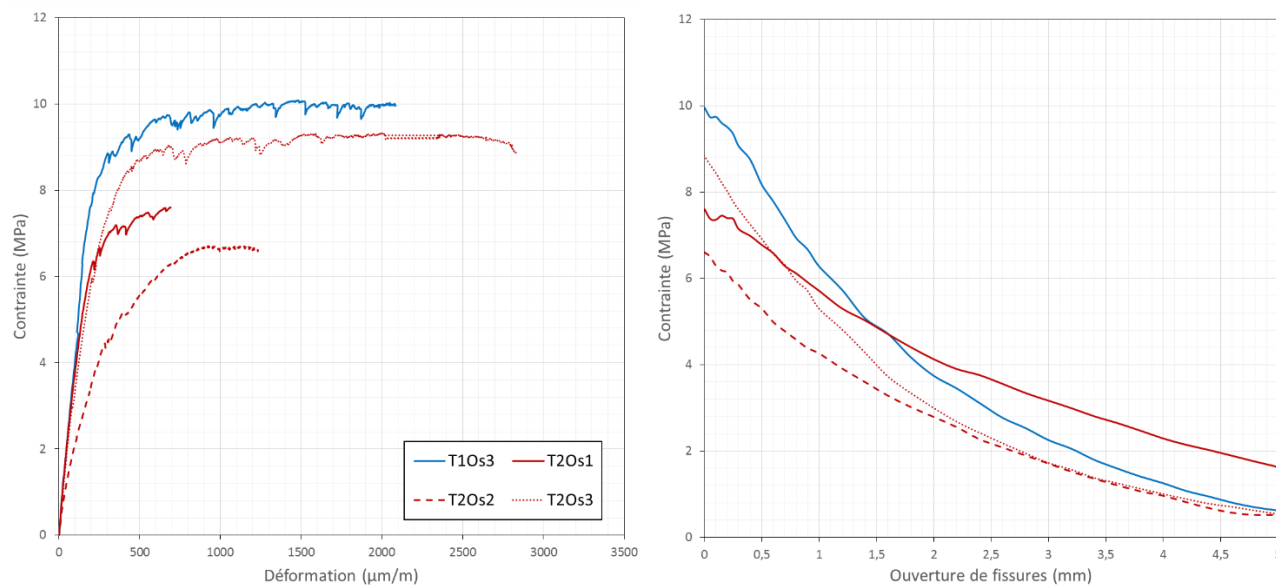


Figure C-4 : Comportement en traction du BFUP de la phase II

ANNEXE D – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES PRISMES ENTAILLÉS

Les résultats des phases I et II sont illustrés aux figure D-1 et D-2 respectivement. Encore une fois, la résistance supérieure des prismes de la phase I comparativement à ceux de la deuxième phase est due au mûrissement plus élevé du béton lors des essais. Les charges maximales sont rapprochées l'une de l'autre dans la phase I en plus d'avoir une zone élastique semblable. La deuxième phase, par contre, présente une plus grande variabilité. Trois essais dans la phase II possèdent une résistance moins élevée que l'ensemble des résultats (T1Rilem1, T1Rilem2 et T2Rilem2).

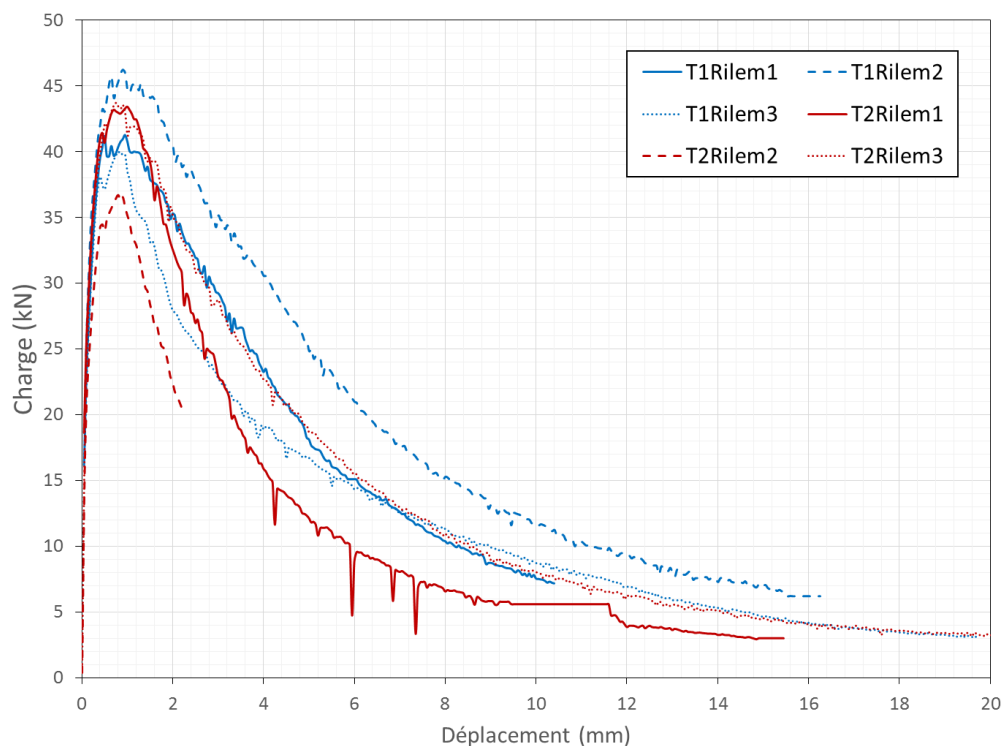


Figure D-1 : Essais sur prisme entaillé du BFHP de la phase I

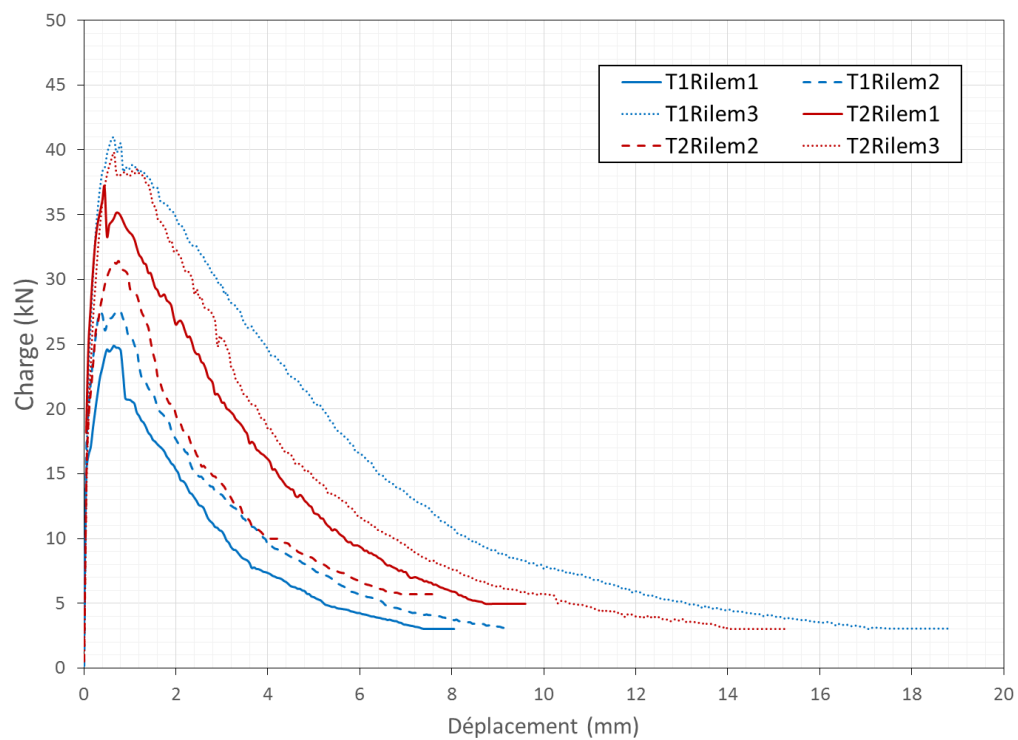


Figure D-2 : Essais sur prisme entaillé du BFHP de la phase II

ANNEXE E – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES DALLES CIRCULAIRE

Les figures E-1 et E-2 illustrent respectivement l'évolution de la charge en fonction du déplacement pour les phases I et II. Seulement l'une des dalles présente les 3 fissures, soit la dalle T1Dalle2 de la première phase.

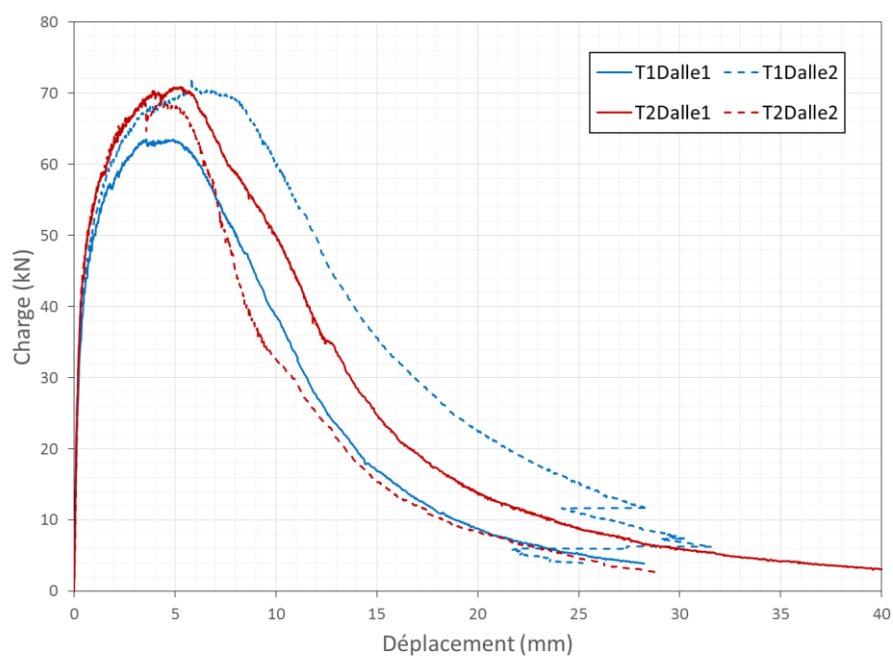


Figure E-1 : Évolution de la charge en fonction du déplacement pour les dalles circulaires de la phase I

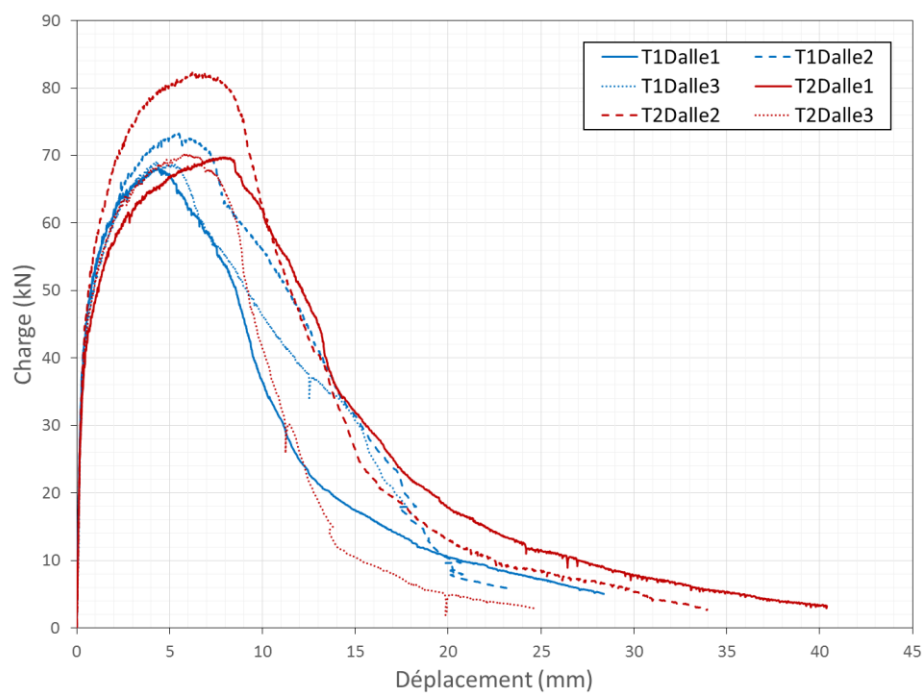


Figure E-2: Évolution de la charge en fonction du déplacement pour les dalles circulaires de la phase I

ANNEXE F – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES DALETTES

Le comportement des essais de flexion sur dalle (ASTM C 78, 2010) est illustré respectivement sur les figures F-1 et F-2 pour la phase I et II. De plus, les essais de la phase II sont légèrement plus ductiles que ceux de la phase I. En général, les comportements des dalles de BFUP sont cohérents à l'âge du béton.

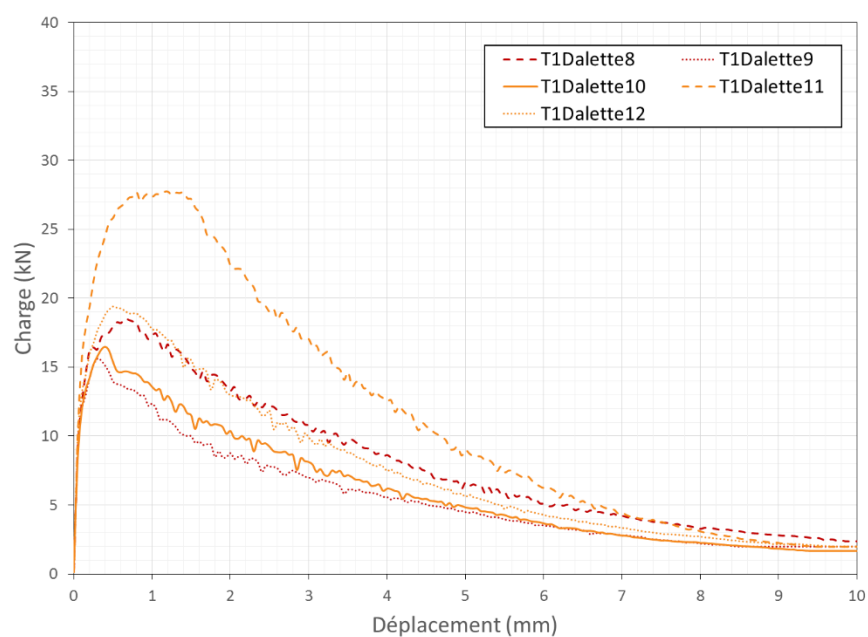


Figure F-1 : Essais sur des dalles de BFUP de la phase I

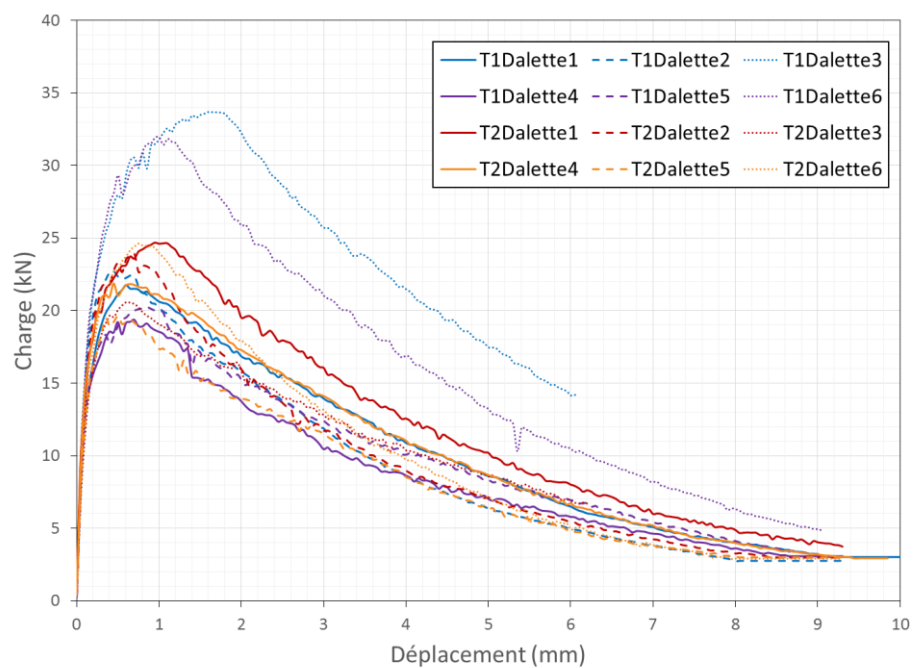


Figure F-2 : Essais sur des dallettes de BFUP de la phase II

ANNEXE G – CALCUL DE LA CHARGE MINIMALE EN FATIGUE

Voici le calcul à l'aide de l'inertie fissurée de la charge minimale à appliquer lors des essais en fatigue pour le moment négatif.

$$E_c = (3300\sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{\rho}{2300} \right)^{1,5} = (3300\sqrt{80} + 6900) \left(\frac{2400}{2300} \right)^{1,5} = 38817 \text{ MPa}$$

$$M_{max} = m_f \times b = 39,2 \times 0,6 = 23,46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{max} = \frac{4M_{max}}{L} = \frac{4 \times 23,46}{1,8} = 52,13 \text{ kN}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{38817} = 5,15$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = 0,097 \text{ mm}^{-1}$$

$$r = \frac{(n-1)A_s}{nA_s} = 0,806$$

$$c_{cr} = \frac{\sqrt{2dB \frac{1+(rd')}{d} + (1+r)^2} - (1+r)}{B} = 42,14 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{bC_{cr}^3}{3} + nA_s(d - c_{cr})^2 + (n-1)A_s(d' - c_{cr})^2 = 63 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{smax} = \frac{nM_{max}(d - c_{cr})10^6}{I_{cr}} = 169,1 \text{ MPa}$$

$$f_{smin} = f_{smax} - \Delta\sigma = 169,1 - 125 = 44,1 \text{ MPa}$$

$$M_{min} = \frac{f_{smin} I_{cr} 10^{-6}}{n(d - c_{cr})} = 6,11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{min} = \frac{4M_{min}}{L} 10^{-3} = 13,6 \text{ kN}$$

Les mêmes étapes de calcul s'applique pour le moment positif.

$$M_{max} = m_f \times b = 28,5 \times 0,6 = 17,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{max} = \frac{M_{max}}{b} = \frac{17,1}{0,6} = 28,5 \text{ kN}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{38817} = 5,15$$

$$B = \frac{b}{nA_s} = 0,097 \text{ mm}^{-1}$$

$$r = \frac{(n-1)A_s}{nA_s} = 0,806$$

$$c_{cr} = \frac{\sqrt{2dB \frac{1+(rd')}{d} + (1+r)^2 - (1+r)}}{B} = 50,73 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{bC_{cr}^3}{3} + nA_s(d - c_{cr})^2 + (n-1)A_s(d' - c_{cr})^2 = 102 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{s\max} = \frac{nM_{max}(d - c_{cr})10^6}{I_{cr}} = 94,5 \text{ MPa}$$

$$f_{s\min} = f_{s\max} - \Delta\sigma = 94,5 - 80 = 14,5 \text{ MPa}$$

$$M_{min} = \frac{f_{s\min} I_{cr} 10^{-6}}{n(d - c_{cr})} = 2,63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{min} = \frac{M_{min}}{0,6} 10^{-3} = 4,4 \text{ kN}$$

ANNEXE H – SYSTÈME DE SUPPORT POUR LES LVDT

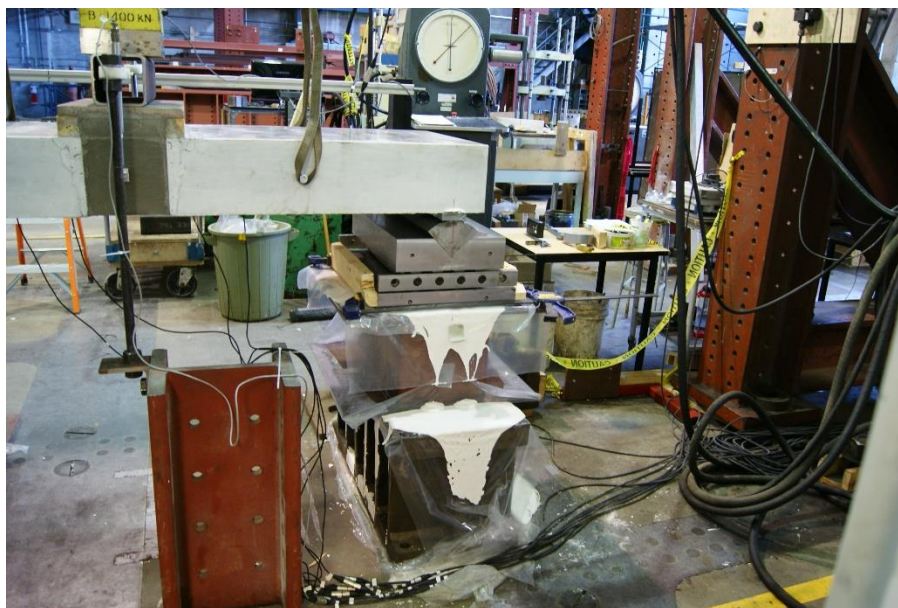


Figure H-1 : Support complet du LVDT au sud du spécimen



Figure H-2 : Support en plan du LVDT au sud du spécimen

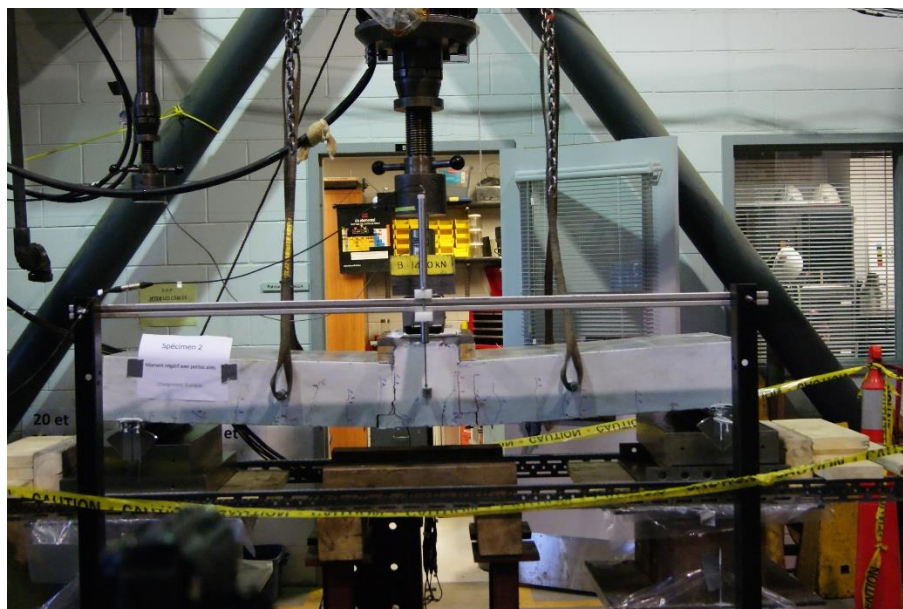


Figure H-3 : Support complet du LVDT au nord du spécimen

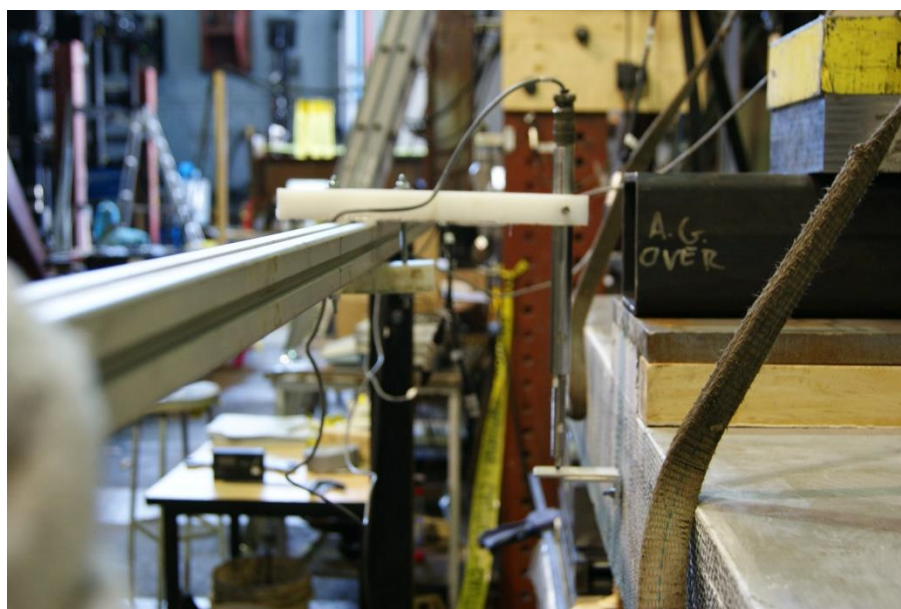


Figure H-4 : Support en plan du LVDT au nord du spécimen

ANNEXE I – FICHES DE VÉRIFICATION

a) Préparation

Positionner correctement les appuis et serrer les boulons des rouleaux	
Protéger les rotules et les plaques avec un polyéthylène	
Peindre le spécimen en blanc avec peinture au latex diluée dans l'eau	
Percer des trous pour les extensomètres linéaires et collés les tiges	
Installer la cornière pour les LVDT de chaque côté du spécimen	
Installer l'instrumentation	
Prendre les mesures du spécimen (Hauteur : et Largeur :)	
Situer le centre d'application du vérin avec le laser et tracer des repères des rouleaux sur la dalle	
Installer la poutre de transfert et les plaques	
Centrer la cellule de charge avec le laser et vérifier la position du vérin	
Brancher l'instrumentation au système d'acquisition	
Vérifier l'acquisition : voltage (10 volts) + ampérage + enregistrement	
Vérifier la stabilité des colonnes supportant les LVDT (utiliser des cales)	
Installer la fiche descriptive sur le spécimen	
Passer le jet d'air sur tous les rouleaux (4)	
Établir un périmètre de sécurité (ruban)	

b) Début de l'essai

Modifier le programme à 100 Hz; acquisition pendant 10 secondes, à tous les 10 minutes	
Vérifier les capteurs	
Cliquer sur Exécuter dans l'onglet Easyscript éditeur	
Faire une capture d'écran avant de faire le zéro	
Faire les zéros sur la cellule de charges, les jauges et l'instrumentation	
Prendre une photo de l'état initial de la dalle	
Sortir le vérin jusqu'à la ligne rouge	
Descendre le vérin (manuellement)	
Vérifier la corde du déplacement latéral	
Démarrer l'acquisition en mode chargement/déchargement	
Suivre la procédure de fonctionnement du pulsateur	
À 4,5kN, débarrer les rouleaux	
Mettre le compteur à zéro lorsque les charges sont stables	

c) Fin de l'essai cyclique et début de l'essai statique

Enregistrer les données	
Modifier le programme à 5Hz; continue	

Installer la fiche descriptive pour la rupture sur le spécimen	
Allumer les projecteurs lumineux (si nécessaire)	
Installer l'appareil photo sur un trépied	
Tracer les fissures déjà présentes en noir	
Prendre une photo du spécimen après le chargement cyclique	
Resserrer les rouleaux	
Décharger complètement le vérin	
Changer de vérin	
S'assurer du bon alignement de la poutre de transfert et des plaques	
Centrer la cellule de charge avec le laser et vérifier la position du vérin	
Effectuer un chargement statique jusqu'à la rupture. Taux de chargement : 0,1 kN/sec Arrêter l'essai lorsque : Post-pic suffisant ou déplacement du vérin > 5mm	
Charger spécimen jusqu'à P max cyclique sans arrêt	
Tracer les fissures à P max	
Stabiliser le spécimen à chaque 20kN afin de tracer les fissures	
Une fois le maximum atteint ne plus s'approcher du spécimen	
Enregistrer les données	
Prendre des photos des fissurations de près	

Mesurer l'espacement des fissurations et l'ouverture de fissure du joint	
--	--

ANNEXE J – FISSURATION DES SPÉCIMENS À L'ULTIME

Les figures J-1 à J-5 représentent les joints des différents spécimens suite à l'essai à l'ultime.



Figure J-1 : Fissuration au niveau du joint du spécimen avec un joint droit (S1-D)

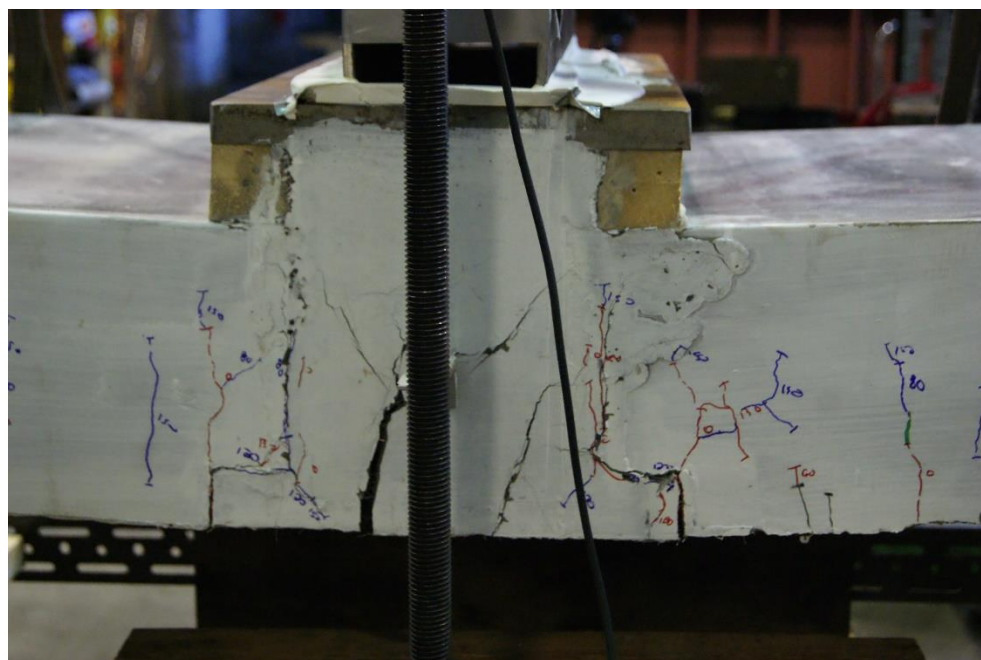


Figure J-2 : Fissuration au niveau du joint du spécimen avec de petites ailes (S2-PA)

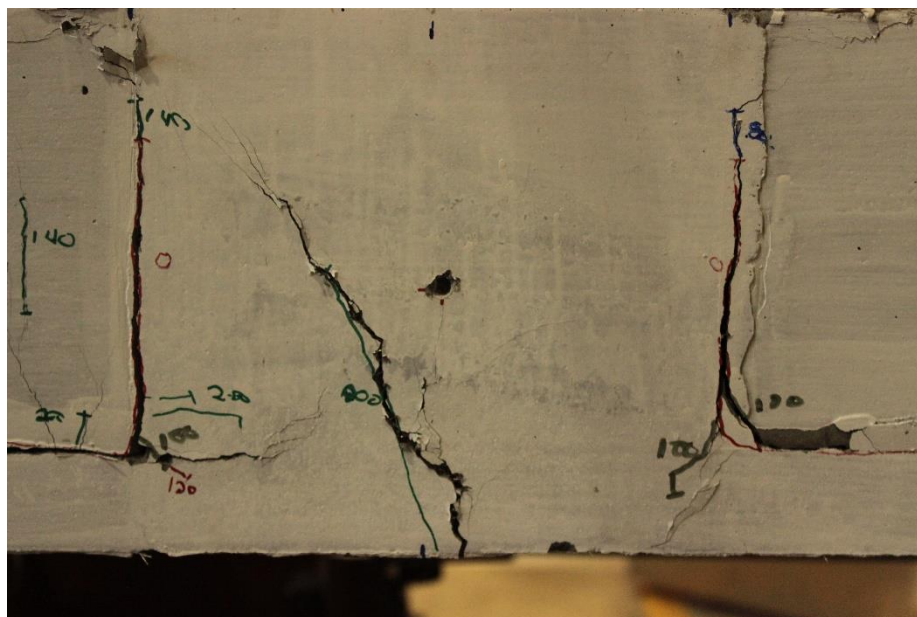


Figure J-3 : Fissuration au niveau du joint du spécimen avec de grandes ailes (S3-GA)

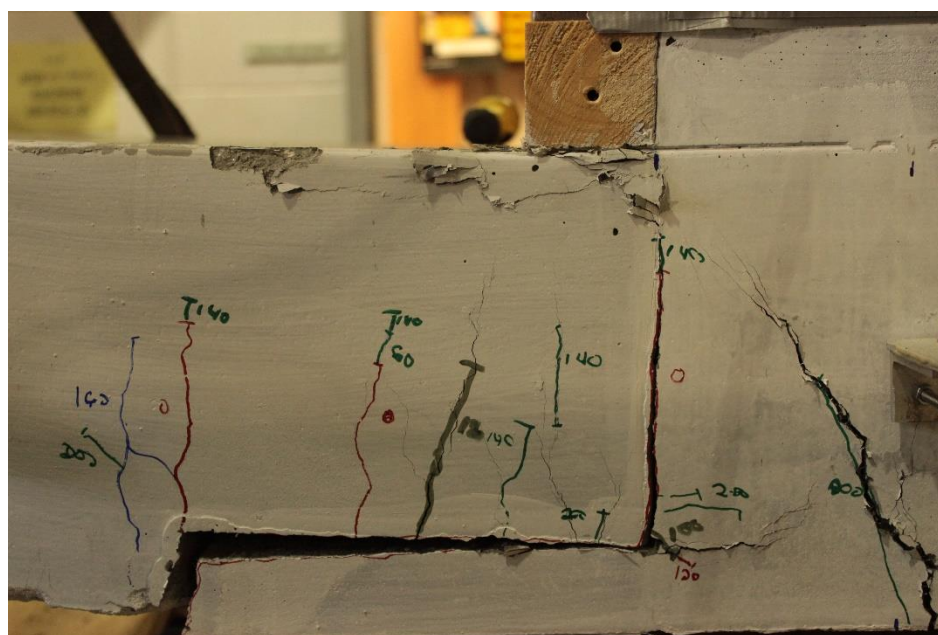


Figure J-4 : Fissuration à l'est du spécimen avec de grandes ailes (S3-GA)

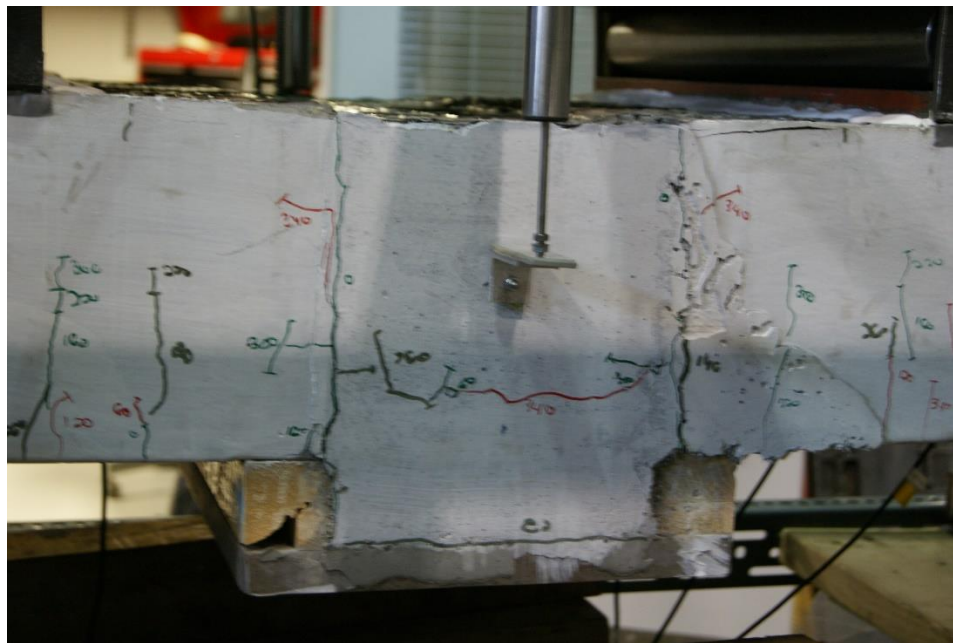


Figure J-5 : Fissuration au niveau du joint du spécimen avec un chevauchement complet (S5-R)